Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L6

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti		
	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele Fresia Progettazione idraulica: ing. Alessandro Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. Marco Bergami ing. Daniele Togni ing. Enrico Facchinetti
Direttore tecnico: ing. Aeronautico Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. Emanuela Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Disciplina	Tipo	Numero	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L6	00	IDR	RE	01	C		A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	GIUGNO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C	DICEMBRE 2025	Recepimento indicazioni AdB Appennino Meridionale
NOME FILE:	E-L6-00-IDR-RE-01-C.doc							REDAZIONE:	Ing. Marco Galletti	Technital S.p.A.

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**		
INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco
Approvazione **ENAC:**		

INDICE

1. Premessa 1
2. Sintetica descrizione dello stato di fatto e delle opere di ampliamento dell'aerostazione 2
3. VERIFICA DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA 4
4. INVARIANZA IDRAULICA 12
5. Descrizione della rete di progetto per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche 14
5.1. Canaletta per il drenaggio della pavimentazione esterna in Air Side 15
5.2. Condotta per il drenaggio della portata meteorica delle coperture delle pensiline di progetto in Air Side 16
5.3. Rete di drenaggio della portata meteorica proveniente dalla copertura del nuovo terminal partenze 17
5.4. Vasca di raccolta acque meteoriche e vasca di prima pioggia 19
5.5. Rifacimento della rete esistente per lo scarico nel corpo idrico recettore 21
6. Metodologia di studio idrologico e idraulico 24
7. Studio idrologico 25
7.1. Analisi pluviometrica 25
7.2. Il metodo razionale per la determinazione delle portate di progetto 30
7.3. Stima dei tempi di corrivazione dei bacini scolanti in analisi 31
7.4. I bacini di scolo della portata meteorica 32
8. Verifiche idrauliche 33
9. Verifiche iDRAULICHE SISTEMI DI SMALTIMENTO IN COPERTURA 41
9.1. Dimensionamento rete di smaltimento meteorica pensiline Air-side, cerniera e BHS 59
10. dimensionamento vasca di prima pioggia 68
11. Dimensionamento impianto di sollevamento 69
12. Verifica per la condizione di sollevamento della vasche 77
12.1. Vasca di prima pioggia 2.45x8.70xh2.70m 78
12.2. Vasca di sollevamento 2.50x10.50xh2.45m 79
13. Verifica strutturale delle tubazioni interrate 85
13.1. Verifica tubo DN630 (tratto 1) - Rmin 88
13.2. Verifica tubo DN630 (tratto 1) - Rmax 90
13.3. Verifica tubo DN1000 (tratti 5 e 6) - Rmin 92
13.4. Verifica tubo DN1000 (tratti 5 e 6) - Rmax 94
ALLEGATO: Tabelle dati pluviometrici 96

1. PREMESSA

La presente relazione consiste nella *Relazione idrologica ed idraulica* relativa al ***Lotto L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici*** del progetto di espansione dell'aeroporto civile di Lamezia Terme (CZ).

La relazione descrive le reti idrauliche da realizzare a servizio delle nuove opere di espansione dell'aerostazione in oggetto ed il dimensionamento eseguito per permettere il drenaggio delle acque meteoriche e garantirne il collettamento verso la rete esistente.

2. SINTETICA DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO E DELLE OPERE DI AMPLIAMENTO DELL'AEROSTAZIONE

L'aeroporto di Lamezia Terme è situato in località S. Eufemia nel comune di Lamezia Terme (CZ) a circa 2 km dallo svincolo di Lamezia dell'autostrada A2 (Salerno – Reggio Calabria), a circa 2 km dalla stazione ferroviaria di Lamezia lungo la direttrice del Tirreno ed a circa 80 km dal porto container di Gioia Tauro.

L'aeroporto si sviluppa su un'area di circa 260 ettari ed è costituito da una pista di volo lunga circa 3000 m, un piazzale di sosta aa/mm, bretelle di collegamento, aerostazione passeggeri e merci, parcheggi ed infrastrutture minori di supporto alle attività aeroportuali.

Il complesso demaniale è di proprietà del Demanio pubblico dello stato ramo Trasporti ed Aviazione Civile, in uso dalla S.A.CAL. S.p.A., in virtù di Convenzione quarantennale sottoscritta in data 11/09/2007 con l'Ente Nazionale per L'Aviazione Civile, resa efficace inter alia giusto Decreto Interministeriale n. 69/2008 registrato alla Corte dei Conti in data 29/07/2009, avente ad oggetto la "*Concessione della gestione totale dell'Aeroporto di Lamezia Terme per la progettazione, lo sviluppo, la realizzazione, l'adeguamento, la gestione, la manutenzione e l'uso degli impianti e delle infrastrutture aeroportuali dell'aeroporto di Lamezia Terme*" ed è ubicato nel Comune di Lamezia Terme, il cui accesso principale è sia carraio che pedonale, e avviene sia da Viale Fortunato d'Amico che da Viale Rodolfo Imbrogno.

L'intero complesso demaniale è efficacemente servito dalla rete di trasporti pubblici su gomma ed è facilmente raggiungibile con mezzi di trasporto privati.

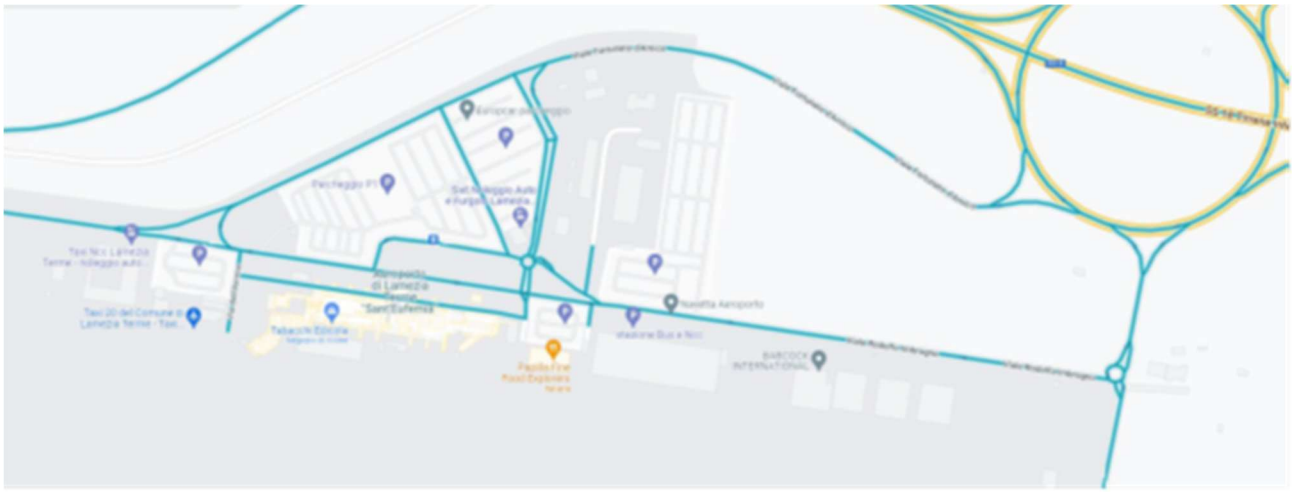


Figura 2-1 - Inquadramento territoriale della viabilità di accesso all'aerostazione di Lamezia Terme

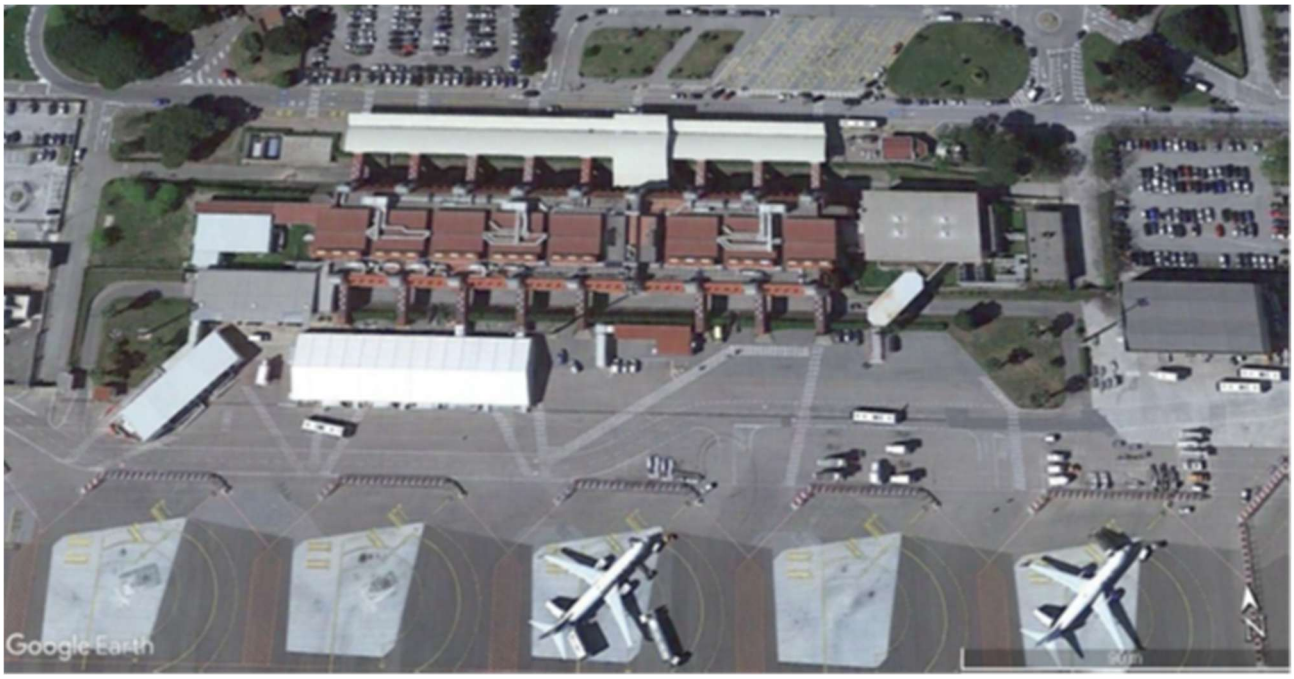


Figura 2-2 - Area esterna dell'aerostazione attuale vista dal Air Side

L'intervento in progetto consiste nel potenziamento dell'aerostazione civile di Lamezia Terme (CZ), prevedendo come opera principale la demolizione dell'aerostazione merci per lasciare spazio al nuovo terminal partenze di progetto. L'aerostazione esistente, costruita negli anni 70, viene inoltre adeguata sismicamente e riconvertita a solo terminal arrivi.
Tra i due terminal partenze e arrivi troverà posto, inoltre, il polo tecnologico (cabine elettriche, pompe di calore, ecc.) e il BHS delle partenze.

In aggiunta, in progetto sia Land Side che Air Side corrono lunghe pensiline che coprono il passaggio dei pedoni. Sul Land Side la pensilina si collegherà alla pensilina esistente, mentre sul Air Side la pensilina si collegherà al nuovo avancorpo già in costruzione che verrà riconvertito a terminal arrivi.
Infine, vengono riconfigurati tutti gli stand dell'apron.

Gli interventi per il collettamento delle acque meteoriche vengono descritti nel dettaglio nel seguente capitolo.

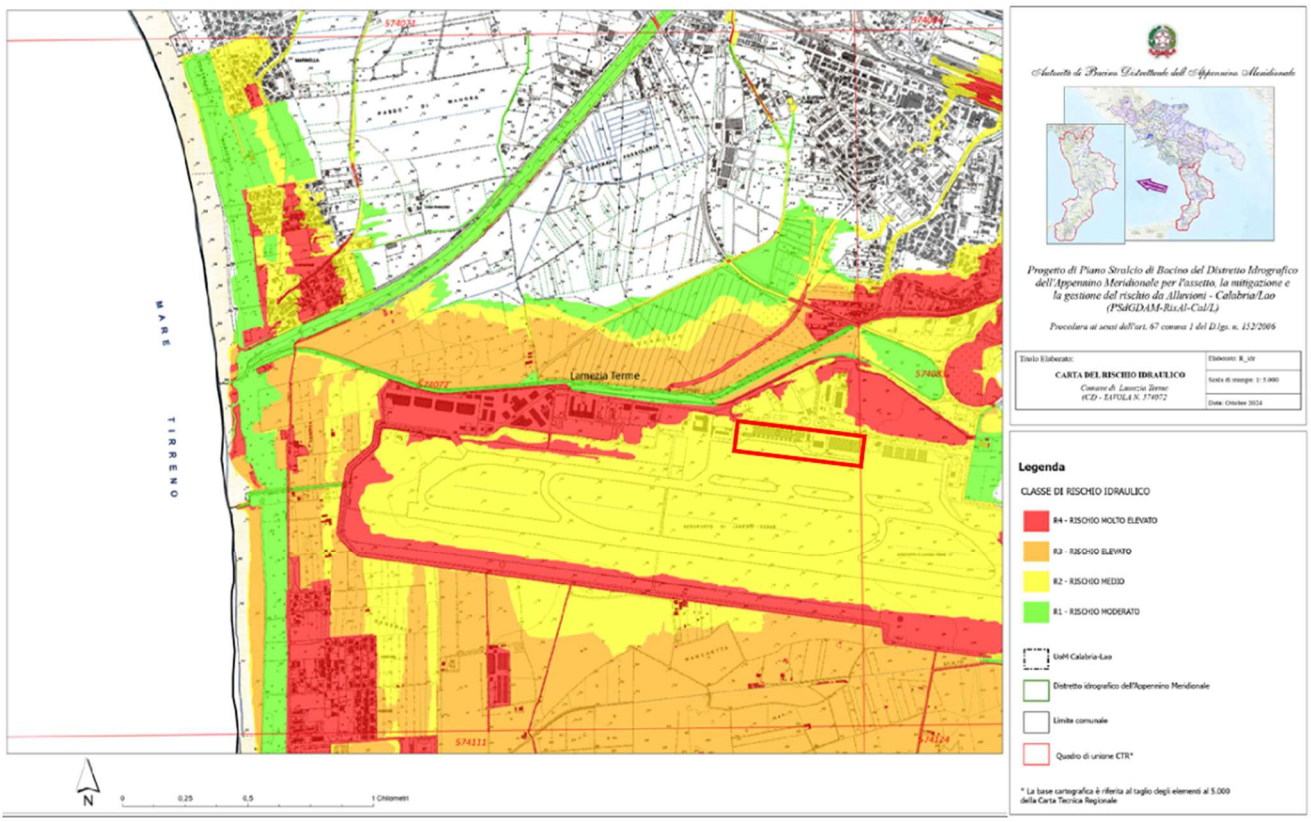
3. VERIFICA DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA

La direttiva alluvioni è stata recepita in Italia dal D.Lgs. 49/2010, che ha introdotto il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA), da predisporsi per ciascuno dei distretti idrografici individuati nell'art. 64 del D.Lgs. 152/2006 (per questo studio si fa riferimento al distretto dell'appennino meridionale DAM), contiene il quadro di gestione delle aree soggette a pericolosità e rischio individuate nei distretti, delle aree dove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni e dove si possa generare in futuro, nonché delle zone costiere soggette ad erosione.

L'area di intervento si colloca al di fuori, ma comunque non molto distante, da un'area soggetta a rischio alluvioni

Figura 3-1 Carta del PGRA rischio alluvioni

Si riporta la verifica alla conformità dell'intervento con il "Progetto di Piano Stralcio di Bacino del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale per l'Assetto, la Mitigazione e la Gestione del rischio da Alluvioni – Calabria/Lao e delle correlate Misure di Salvaguarda", adottato dalla Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di Bacino con Delibera n.2 del 24/10/2024 (Gazzetta Ufficiale del 14/11/2024), richiesta in Conferenza dei Servizi, nota prot. N. 97687 del 14/02/2025.



Piano Stralcio di Bacino di Distretto per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio Idraulico

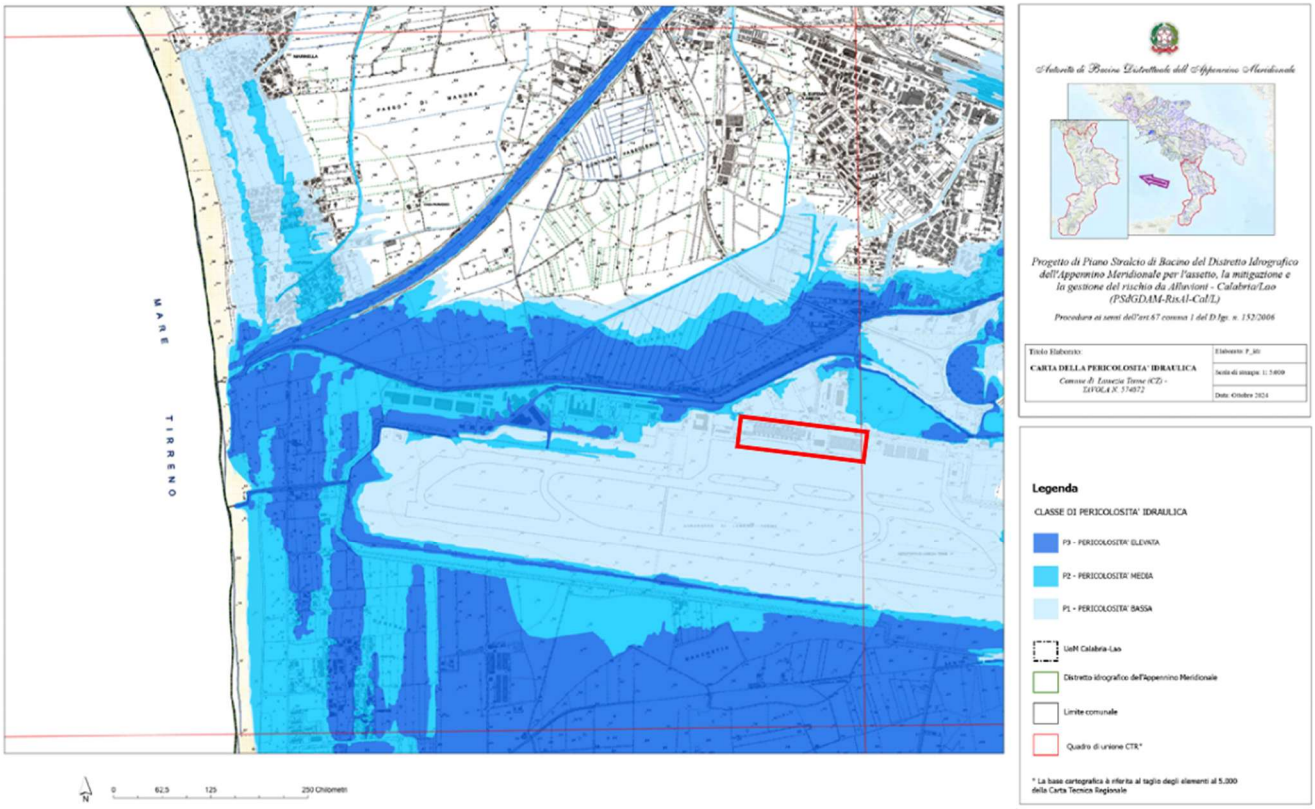


Figura 3-2Piano Stralcio di Bacino di Distretto per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio Idraulico

Dalla consultazione della carta della Pericolosità Idraulica, l'area oggetto di intervento è classificata come intervento di pericolosità P1.

Come da Art. 14 delle norme tecniche d'attuazione/misure di salvaguardia dell'AdbD, nelle aree a pericolosità P1 (Tr=500 anni) sono consentiti tutte le attività e gli interventi ammessi per le aree P3 e P2, tra cui, lettera d) del comma 3 dell'Art. 12 Disciplina delle aree a pericolosità P3, che si riporta:

d) ogni altra opera che sia dichiarata, dall'Ente preposto, pubblica o di interesse pubblico, riferita a servizi dichiarati essenziali e non delocalizzabili sempreché non modifichi le condizioni di pericolosità dell'area costituendo ostacolo al libero deflusso o riduzione dell'attuale capacità d'invaso, che non preveda la presenza continuata di persone e che vengano adottate misure di mitigazione della vulnerabilità;

Inoltre, per tali aree a pericolosità P1 non è previsto il parere di compatibilità dell'AdBD.

A seguito della ricezione del parere dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, protocollo n. **42388/2025**, si è proceduto ad effettuare gli opportuni approfondimenti in merito alla **compatibilità idraulica** dell'intervento. Il suddetto parere evidenzia che l'intervento di progetto **D1**, relativo alla realizzazione dell'impianto tecnologico "**dissabbiatore–disoleatore**", ricade in un'area classificata a **pericolosità idraulica P3** e **rischio R4**.

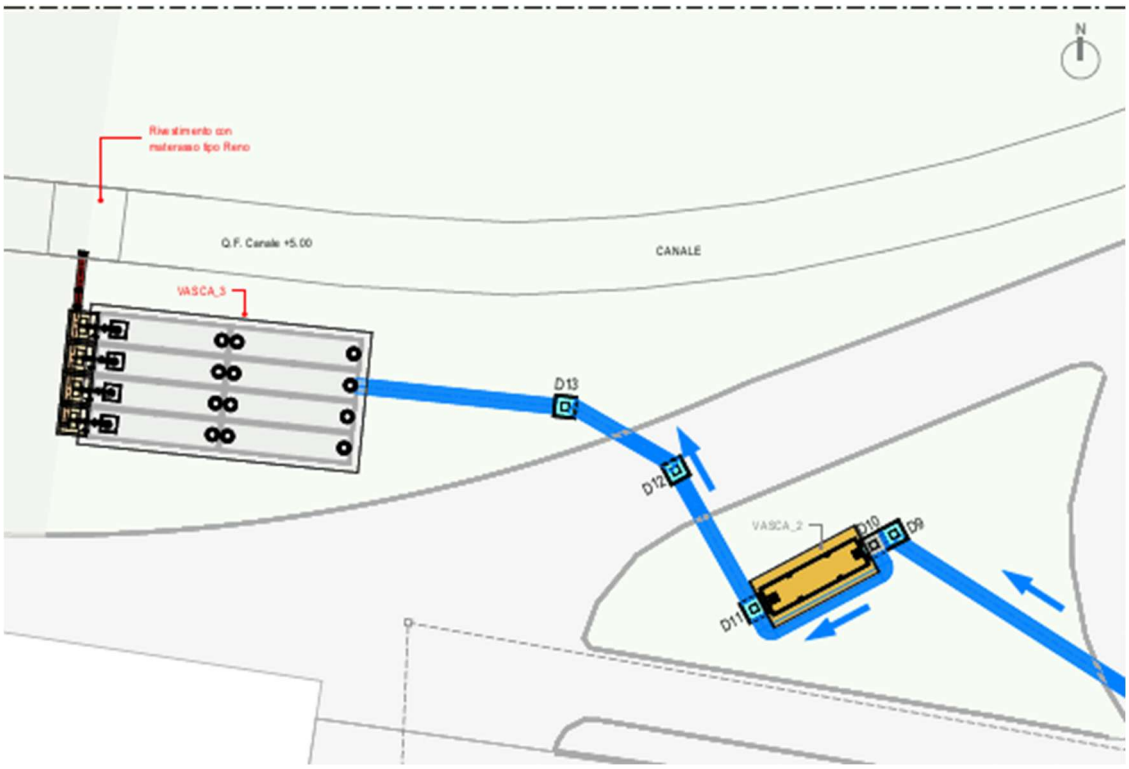


Figura 3-3 Intervento D1 disoleatore/dissabbiatore e sollevamento finale

Si riporta di seguito la localizzazione dell'intervento D1 su ortofoto e rispettivamente sulle carte di pericolosità e rischio

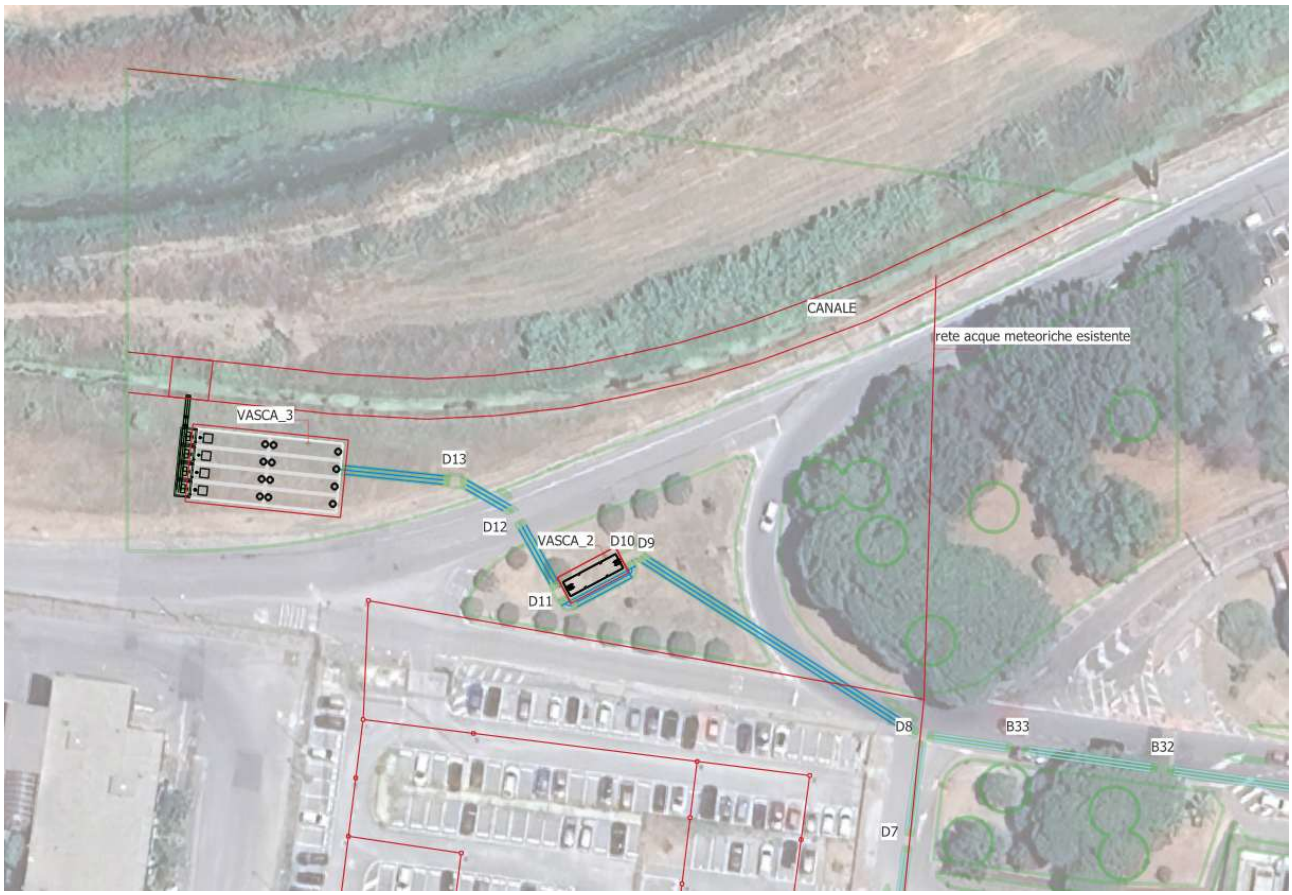


Figura 3-4 Ortofoto con sovrapposizione dell'intervento in progetto D1 – disoleatore/dissabiatore

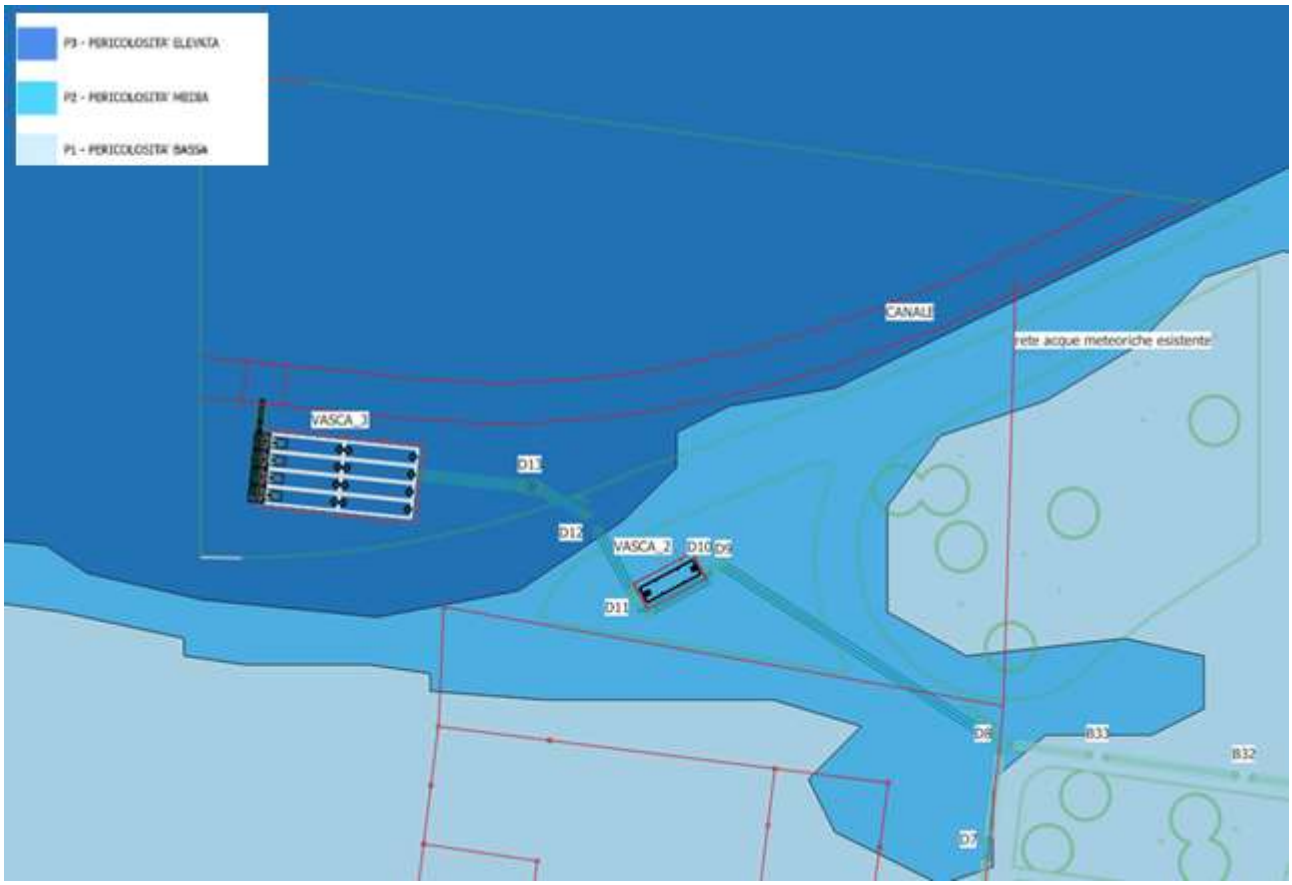


Figura 3-5 sovrapposizione dell'intervento in progetto D1 – disoleatore/dissabbiatore alla carta di pericolosità idraulica

Figura 3-6 sovrapposizione dell'intervento in progetto D1 – disoleatore/dissabiatore alla carta di rischio idraulico

In particolare, dalle sovrapposizioni effettuate, l'intervento D1 (disoleatore/dissabiatore e sollevamento finale) ricade in area a pericolosità P2 e rischio R4, mentre la vasca di laminazione/sollevamento finale ricade in area a pericolosità P3 e rischio R4.

Per tali condizioni il Piano Stralcio di Bacino richiede la redazione di una specifica relazione di compatibilità idraulica, redatta secondo gli indirizzi riportati nell'Appendice C della Relazione Generale.

Secondo quanto indicato nell'Appendice C, l'analisi di compatibilità deve dimostrare:

a. la sussistenza di adeguate condizioni di sicurezza idraulica o, comunque, l'assenza di incremento del rischio idraulico nell'area di intervento;

b. il mantenimento dei livelli di rischio idraulico nelle aree a monte e a valle, garantendo il non incremento delle condizioni di pericolosità esistenti;

c. l'adozione di eventuali misure locali, di tipo strutturale e non strutturale, idonee alla gestione del rischio residuo sull'area di intervento.

La medesima Appendice specifica inoltre che, qualora le dimensioni dell'area o la tipologia dei fenomeni idraulici interessati non consentano di dimostrare i suddetti elementi mediante sole valutazioni qualitative, è necessario procedere con uno studio idrologico-idraulico di dettaglio, finalizzato a valutare l'ammissibilità degli interventi e a quantificarne gli effetti sul regime idraulico del sito e delle aree contermini. Tale studio deve comprovare che le trasformazioni proposte non introducano nuove condizioni di rischio incompatibili con la soglia di rischio accettabile.

In particolare:

- Le vasche e le tubazioni saranno completamente interrate, senza modifica delle quote del piano campagna e senza realizzazione di ostacoli o rilevati che possano interferire con la propagazione dell'onda di piena. Infatti, a fine lavori il terreno scavato per la posa delle vasche verrà ripristinato come allo stato di fatto, mantenendo le stesse quote del terreno.

- L'intervento non comporta modifiche morfologiche del terreno né riduzioni delle sezioni di deflusso in alveo o in area golenale.

- Non vengono introdotti elementi che possano costituire barriere fisiche o generare accumuli tali da alterare lo schema idraulico esistente.

Si riporta una sezione di dettaglio dell'intervento D1 al fine di mostrare la collocazione della vasca al di sotto del piano campagna (pari a quota +7.47 m smm)

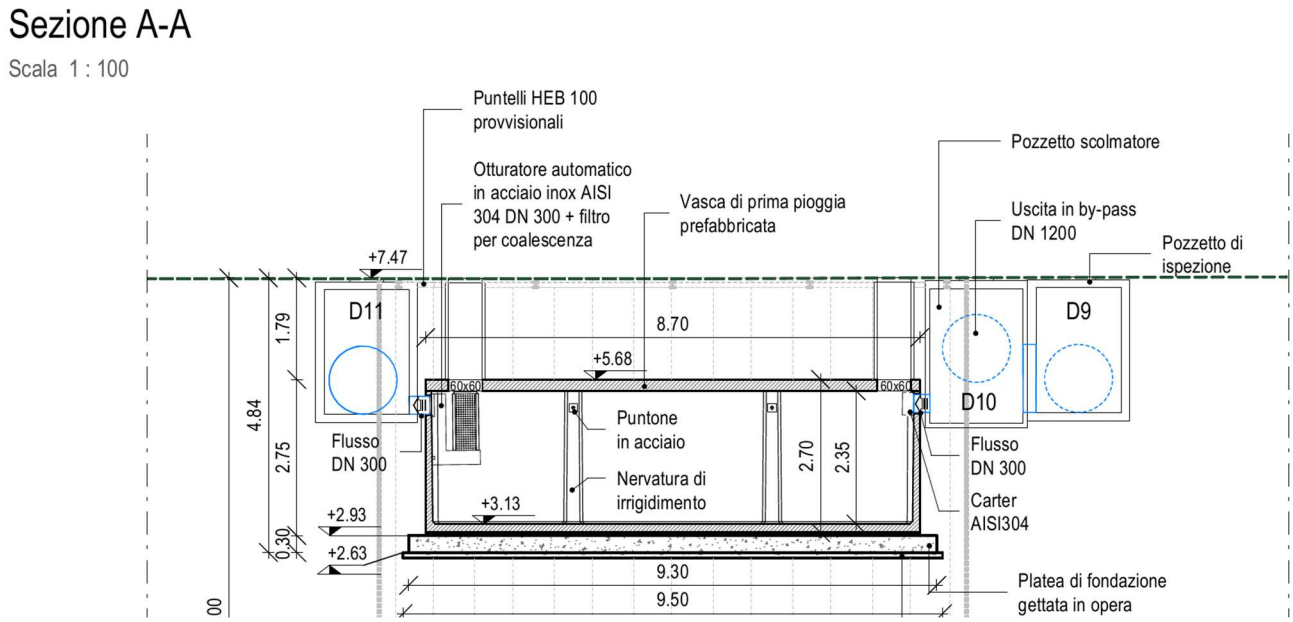


Figura 3-7 Sezione A-A della vasca di prima pioggia (dissabbiatore/disoleatore)

Per tali motivi, per l'opera in esame si ritiene che non sia necessario procedere con uno studio di compatibilità idraulica di dettaglio, poiché gli interventi previsti — ed in particolare il manufatto "dissabbiatore–disoleatore" — non determinano alcuna alterazione delle condizioni di deflusso, né modificano i percorsi dell'esondazione in caso di piena.

Alla luce di tali considerazioni l'intervento risulta compatibile con le condizioni di pericolosità e rischio idraulico esistenti, non determinando alcuna variazione delle dinamiche di esondazione né incremento dei livelli di rischio nelle aree circostanti.

4. INVARIANZA IDRAULICA

Per Invarianza Idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un incremento della portata di piena nel corpo idrico ricettore dei deflussi superficiali.
Le nuove strutture previste nell'ambito del presente progetto verranno realizzate su aree già asfaltate e impermeabilizzate (l'aereostazione è infatti pavimentata con conglomerato bituminoso), come si può osservare dall'immagini sotto riportate

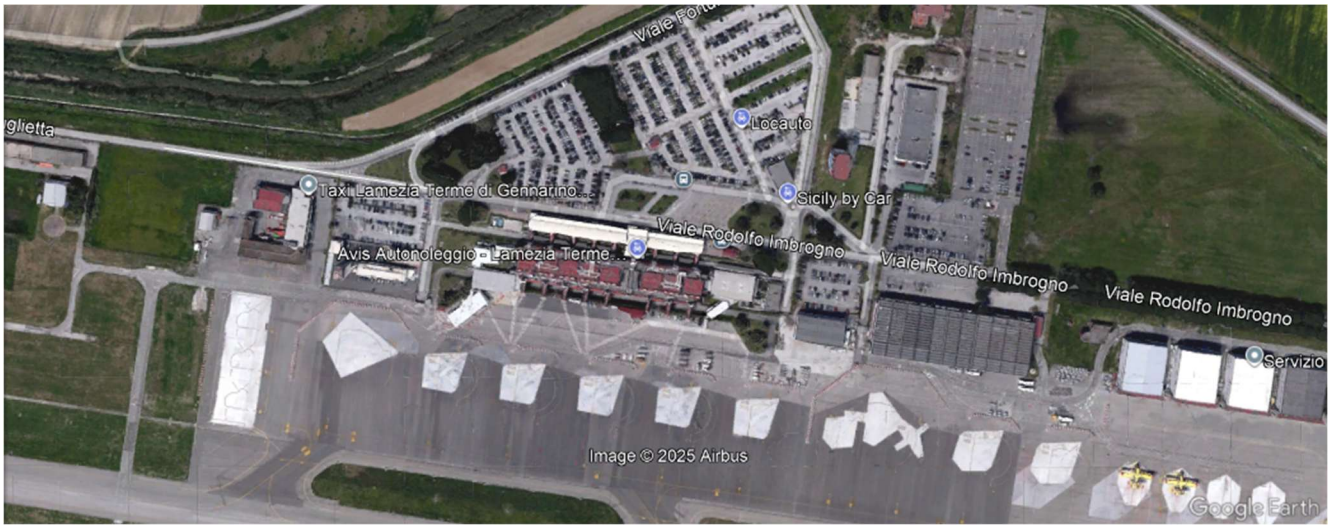


Figura 4-1 Foto satellitare dello stato dei luoghi

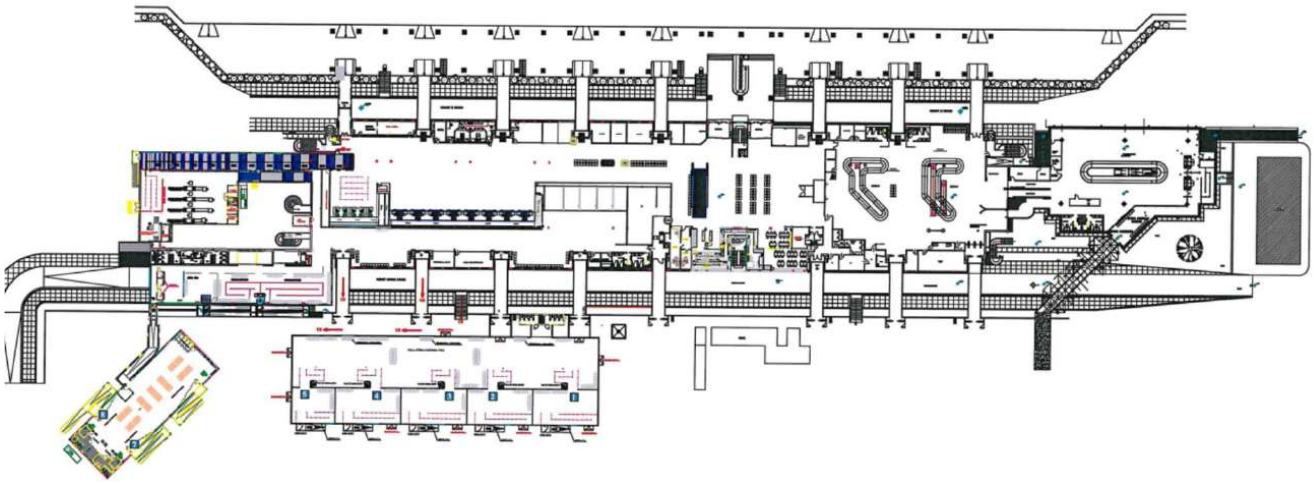


Figura 4-2 Stato attuale aeroporto

Tutte le reti di progetto convoglieranno i deflussi al medesimo corpo idrico ricettore, senza determinare incrementi delle portate scaricate, in quanto le superfici scolanti interessate dagli interventi manterranno inalterate le caratteristiche di permeabilità.

Si evidenzia inoltre come il potenziamento della rete di drenaggio comporti un miglioramento delle condizioni preesistenti. È evidente, infatti, che, l'inserimento di una stazione di sollevamento dotata di ampio volume, nonché di ulteriori vasche (ad esempio la vasca di prima pioggia e la vasca per il riutilizzo irriguo), seppur con diversi fini, contribuiscano indirettamente alla laminazione delle portate e, di conseguenza, alla riduzione dell'aggravio idraulico sul canale ricettore.

Alla luce di quanto sopra esposto, si ritiene che le opere in progetto non rientrino nell'ambito di applicazione dei criteri di invarianza idraulica, in quanto non determinano aggravio alcuno delle portate conferite al corpo idrico recettore e, al contrario, contribuiscono alla mitigazione dell'impatto idraulico complessivo.

5. DESCRIZIONE DELLA RETE DI PROGETTO PER LA RACCOLTA E LO SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Si descrivono di seguito le opere di natura idraulica previste in progetto, che compongono le reti di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche nell'area aeroportuale in esame.

La rete di smaltimento acque in progetto è costituita dai seguenti elementi:

- Canaletta da posare in Air Side per il drenaggio della portata meteorica proveniente dalla pavimentazione esterna in Air Side, dalla viabilità di servizio e da una parte del piazzale aerei;
- Condotta da posare in Air Side per il drenaggio della portata meteorica proveniente dalla copertura delle nuove pensiline di progetto;
- Realizzazione di una nuova rete di drenaggio dell'acqua meteorica proveniente dalla copertura del nuovo terminal partenze. Tale rete sarà da posare sia in Air Side che in Land Side e sarà collegata e confluita verso il corpo idrico recettore;
- Sistemi di smaltimento in copertura dei nuovi fabbricati;
- Realizzazione di una vasca di accumulo per la raccolta delle acque meteoriche. La vasca sarà composta da un modulo prefabbricato posato in Land Side e può essere utilizzata per fini irrigui;
- Realizzazione di una vasca di prima pioggia in continuo per il trattamento dei primi 5 mm di pioggia prima dello scarico al corpo idrico ricettore
- Rifacimento di due rami della rete esistente, a partire dai nuovi collettori di progetto sopra descritti fino allo scarico nel corpo idrico recettore.

La seguente figura mostra l'intera rete progettata.

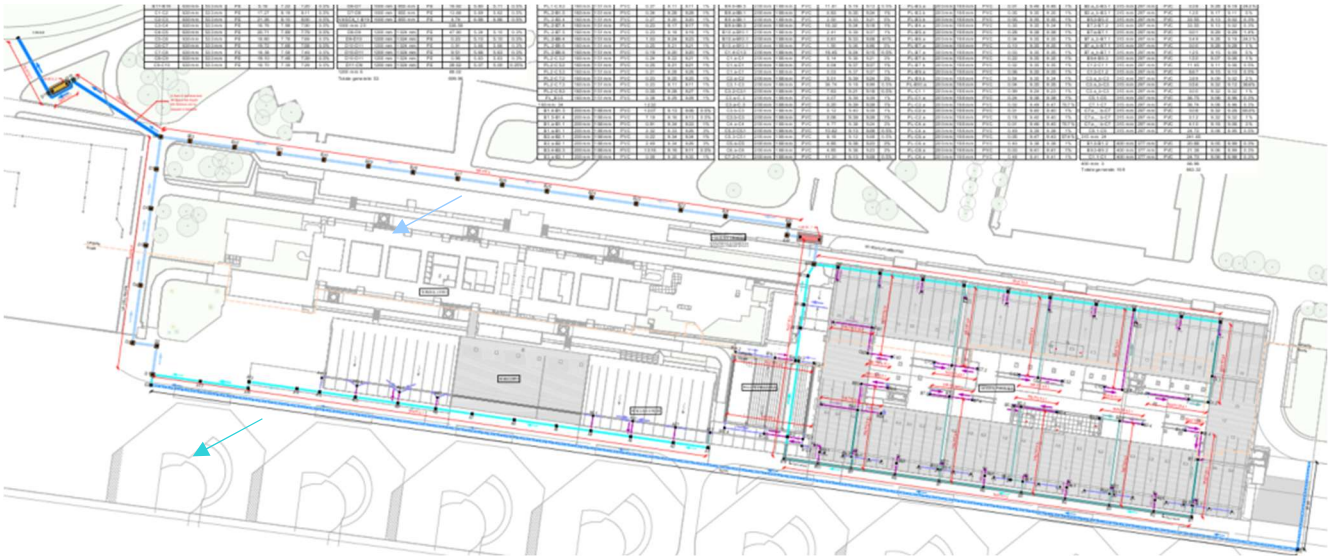


Figura 5-1 - La nuova rete di drenaggio delle acque meteoriche prevista in progetto

Tutte le reti di progetto trovano recapito nella rete esistente e scaricano nella stessa posizione attuale. Inoltre, nell'area di intervento la configurazione idrologica allo stato di progetto rimane inalterata rispetto allo stato attuale mantenendo quindi invariato il regime idraulico del recapito.

Per maggiori dettagli sulle opere in progetto si rimanda alle tavole allegate al progetto, mentre nel seguito della presente relazione gli elementi di natura idraulica in progetto vengono ulteriormente descritti nel dettaglio.

5.1. Canaletta per il drenaggio della pavimentazione esterna in Air Side

In corrispondenza delle pensiline di progetto in Air Side, nello stato attuale è presente una canaletta di collettamento delle acque meteoriche con dimensioni 50x50 cm con griglia di captazione superficiale. Tale canaletta dovrà necessariamente essere dismessa e sostituita al fine di evitare l'interferenza con le opere in progetto.

In sostituzione, viene realizzata una nuova canaletta di progetto in cls con griglia di captazione superficiale che transiterà a lato della strada di servizio in Air Side, da est verso ovest, con dimensioni interne 60x59 cm, leggermente più grande rispetto a quella esistente in quanto l'esistente è posizionata solo in corrispondenza dell'attuale terminal mentre la canaletta di progetto raccoglie le acque meteoriche anche in corrispondenza della pavimentazione esterna del lato Air Side del nuovo terminal partenze.

La canaletta di progetto viene di seguito mostrata in colore blu.

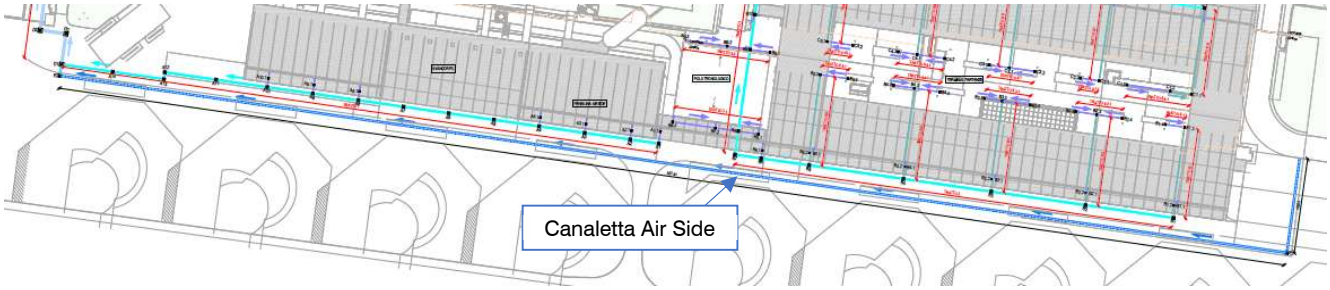


Figura 5-2 - Planimetria con il tracciato della canaletta di drenaggio per lo smaltimento della portata meteorica proveniente dalla pavimentazione esterna in Air Side

Di seguito si mostra la sezione tipo della canaletta di progetto.

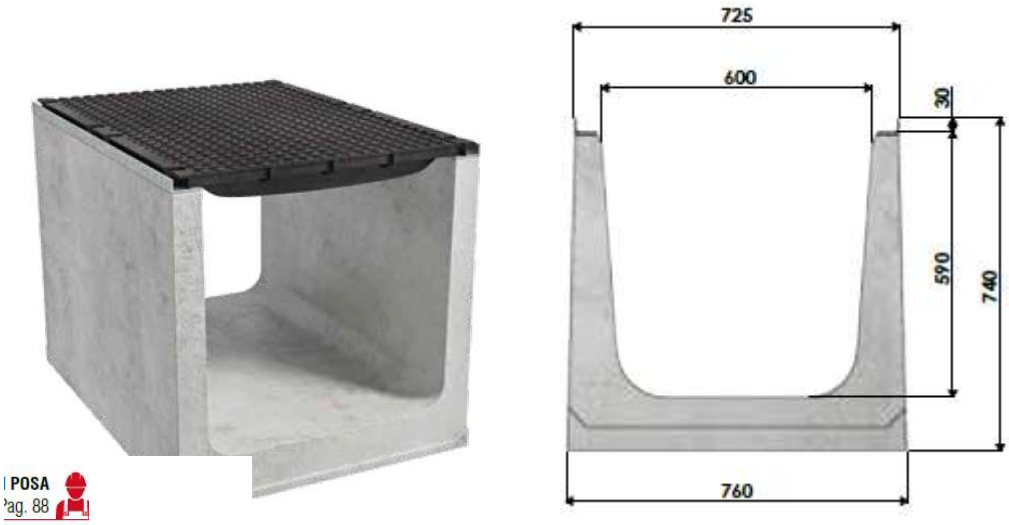


Figura 5-3 - Sezione tipo della canaletta di drenaggio per lo smaltimento della portata meteorica proveniente dalla pavimentazione esterna in Air Side

All'interno della canaletta trova recapito anche la portata meteorica proveniente dal nuovo parcheggio di progetto che verrà realizzato ad est del nuovo terminal partenze.

Ad ovest la canaletta di progetto raggiunge la rete esistente che nello stato attuale è sottodimensionata

e perciò andrà adeguata.

5.2. Condotta per il drenaggio della portata meteorica delle coperture delle pensiline di progetto in Air Side

Il collettamento delle acque meteoriche provenienti delle coperture delle nuove pensiline in Air Aide avviene mediante una condotta che scarica verso ovest. La condotta sarà DN630 in polietilene con diametro interno pari a 533 mm. Tale condotta viene alimentata da pluviali di diametro DN160 provenienti dalle coperture delle pensiline in Air Side, ma si prevede comunque la posa di pozzetti con caditoia per intercettare anche una eventuale portata residua dalla pavimentazione esterna.

La seguente figura mostra l'ubicazione della condotta di progetto, mentre la figura successiva mostra la sezione tipo del collegamento della condotta con i pluviali delle pensiline.

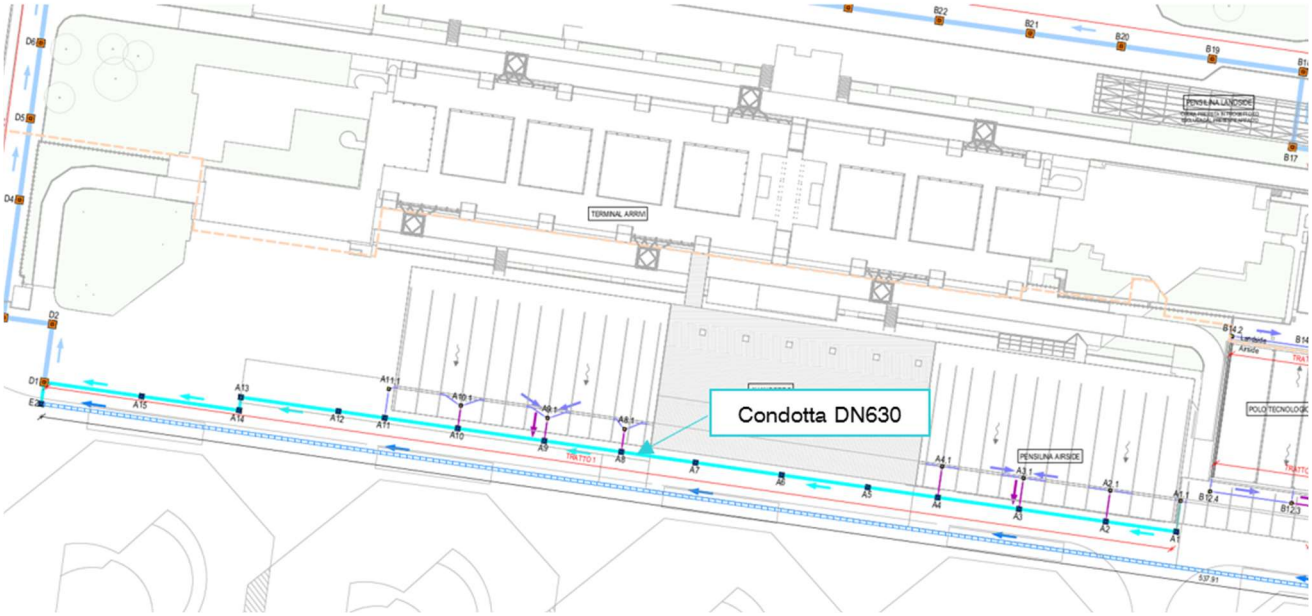


Figura 5-4 - Ubicazione planimetrica della condotta per il drenaggio della portata meteorica proveniente dalle coperture delle pensiline in Air Side

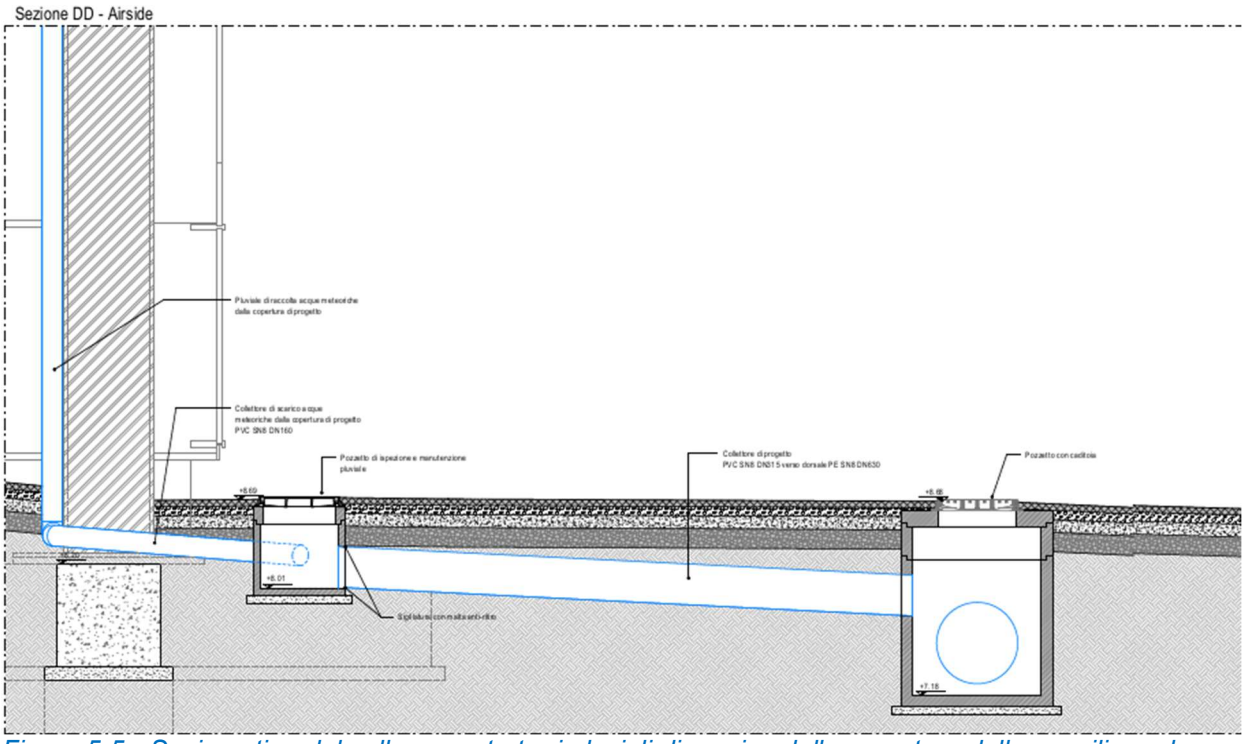


Figura 5-5 - Sezione tipo del collegamento tra i pluviali di scarico delle coperture delle pensiline e la nuova rete di drenaggio

Ad ovest, la condotta di progetto viene deviata per evitare l'edificio Extra-Schengen esistente che non viene demolito.

5.3. Rete di drenaggio della portata meteorica proveniente dalla copertura del nuovo terminal partenze

Il collettamento delle acque meteoriche provenienti dalla copertura del nuovo terminal partenze avviene mediante una rete di drenaggio che raccoglie la portata proveniente dai pluviali sia in Land Side che in Air Side, mediante due condotte DN630 in polietilene con diametro interno pari a 533 mm che confluiscono nella vasca di raccolta acque da realizzare in Land Side.

Inoltre, raccolgono le acque provenienti dalle coperture del polo tecnologico.

I pluviali avranno diametri variabili da un minimo di DN110 ad un massimo di DN200.

Laddove le condotte non dovessero avere sufficiente ricoprimento (vedi tratto compreso tra i pozzetti B1 e B12), verranno posate all'interno di un controtubo in cls autoportante poggiato su una platea in calcestruzzo armato.

A partire dalla vasca si sviluppa poi una condotta DN1000 che scorre lungo la strada in Land Side fino a raggiungere un pozzetto che scarica nel canale a nord mediante una condotta DN1200.

La seguente figura mostra tale rete di progetto, mentre la figura successiva mostra la sezione con il collegamento dei pluviali del nuovo terminal partenze. I pluviali DN160 del piano mezzanino del nuovo terminal confluiscono sotto l'edificio in condotte di diametro DN315 che poi raggiungono la rete esterna di progetto.

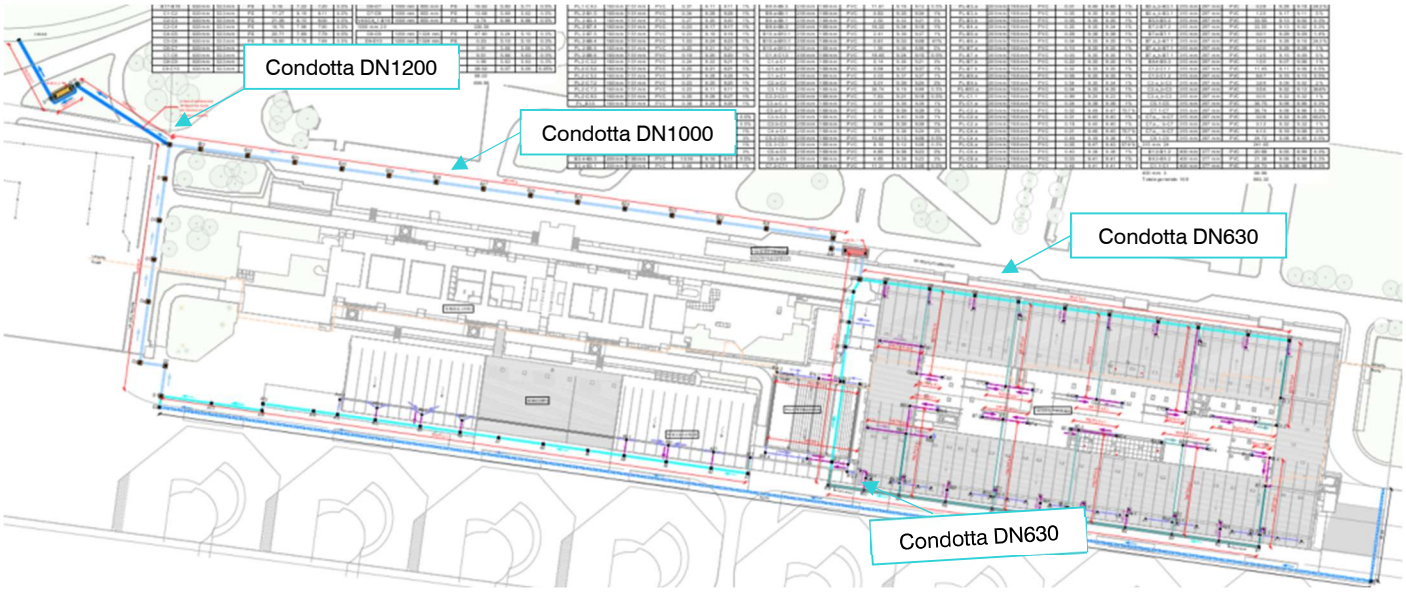


Figura 5-6 - Planimetria con il tracciato della rete per il drenaggio della portata meteorica proveniente dalla copertura del nuovo terminal partenze

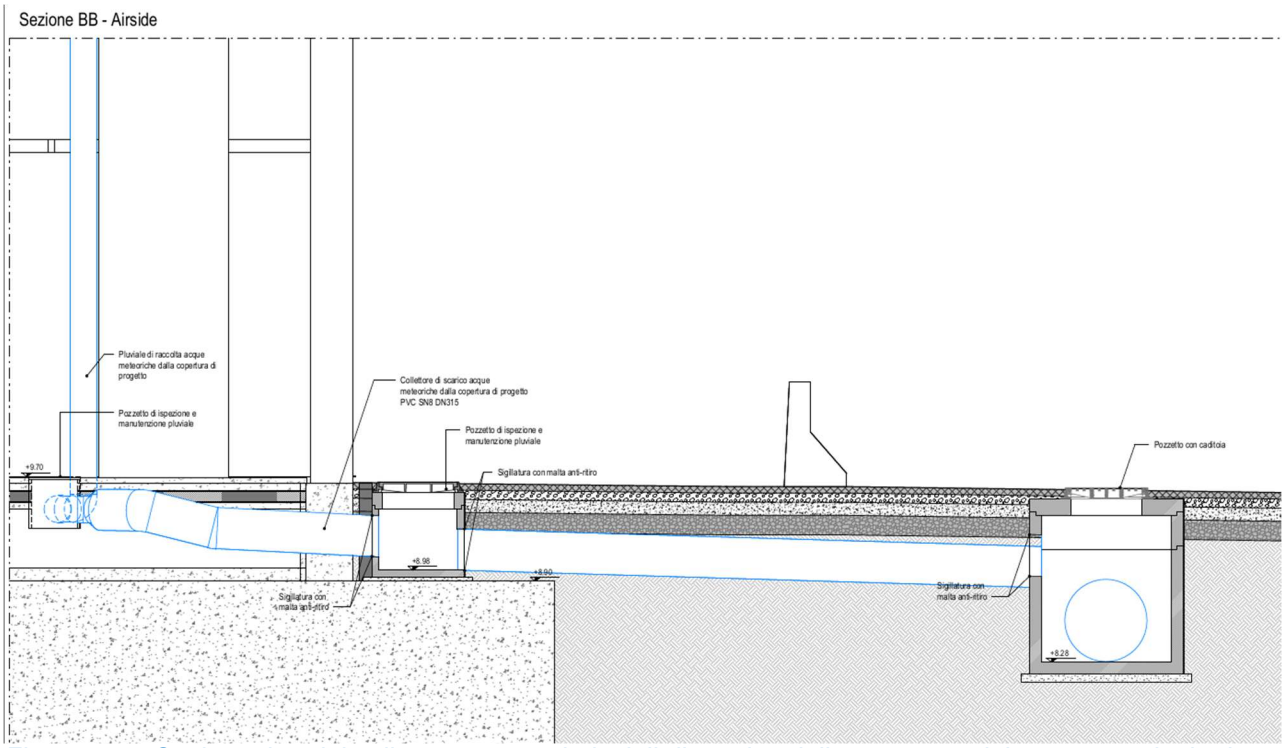


Figura 5-7 - Sezione tipo del collegamento tra i pluviali di scarico della copertura del nuovo terminal e la nuova rete di drenaggio - Air Side

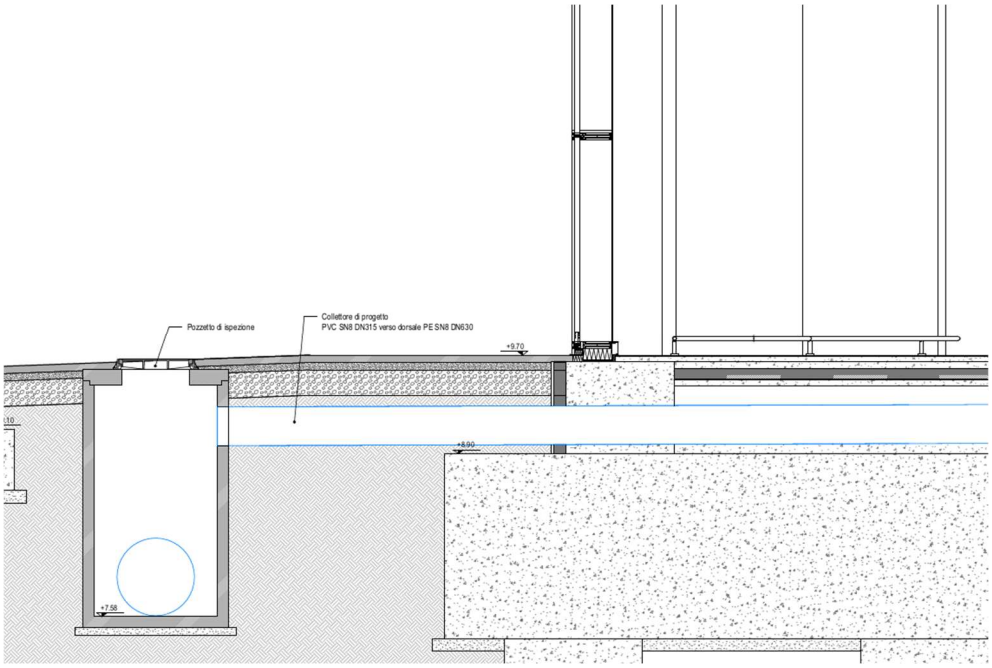


Figura 5-8 - Sezione tipo del collegamento tra i pluviali di scarico della copertura del nuovo terminal e la nuova rete di drenaggio - Land Side

5.4. Vasca di raccolta acque meteoriche e vasca di prima pioggia

Come già precedentemente citato, la rete di raccolta in Land Side scarica in una vasca per la raccolta delle acque meteoriche. Tale vasca ha un volume utile di circa 40 m³ ed è composta da un modulo prefabbricato in c.a. Tale modulo ha dimensioni pari a 1050 x 250 x 245 cm, con spessore delle pareti pari a 120 mm e spessore della soletta di copertura pari a 200 mm.

All'interno della vasca confluiranno le acque provenienti dalla copertura del nuovo terminal partenze, mentre a valle la vasca sarà collegata ad una condotta DN1000 da posare nella strada che affianca l'aerostazione in Land side. Tale condotta fungerà da troppopieno della vasca per confluire la portata verso il punto di recapito finale.

La vasca è stata inserita in progetto in un'ottica di sostenibilità ed efficientamento energetico dell'aeroporto, con l'obiettivo di ridurre i consumi idrici e quindi aumentare il riutilizzo delle acque meteoriche, in quanto la portata immagazzinata dalla vasca può essere utilizzata per scopi irrigui.

La scelta dell'ubicazione della vasca è stata presa tenendo conto della necessità di ridurre al minimo le interferenze con l'operatività aeroportuale durante i lavori di scavo e posa in opera e prediligendo il Land Side, anche per le esigenze future di ispezione/manutenzione.

Le seguenti figure mostrano ubicazione planimetrica, pianta, sezione e vista 3D della vasca di progetto da realizzare in Land Side.

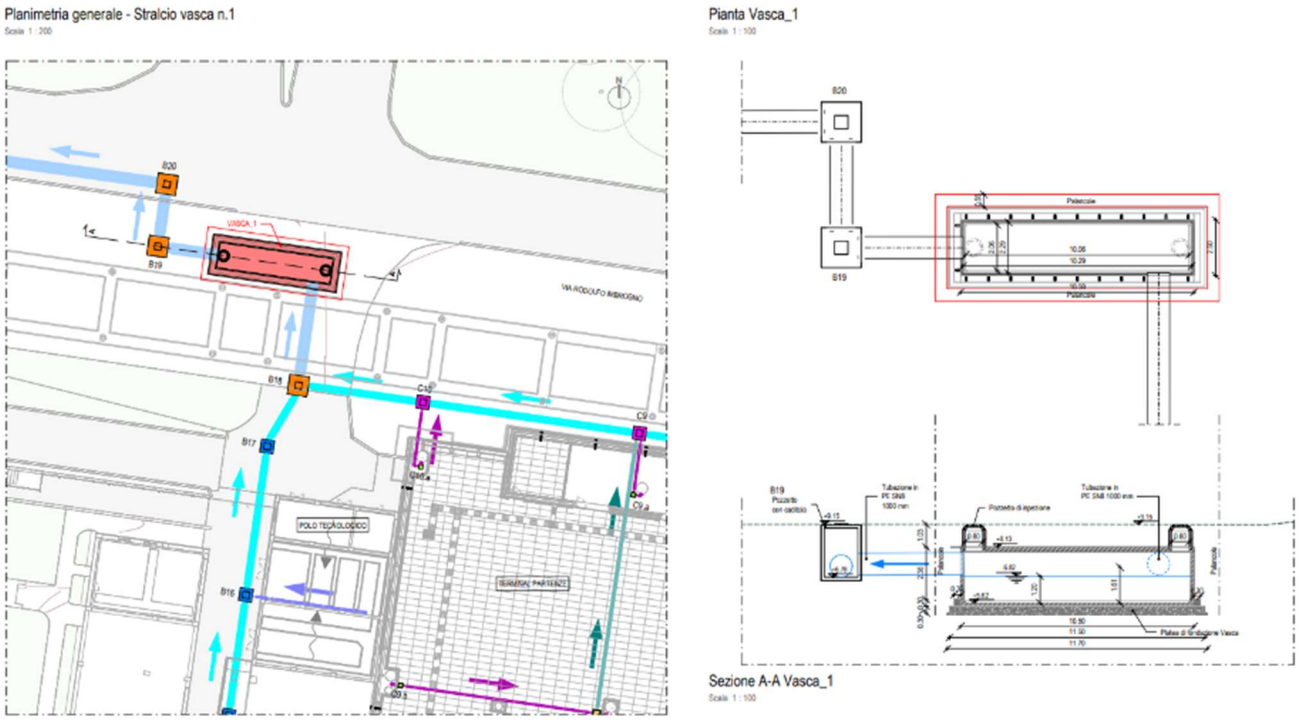


Figura 5-9 - Ubicazione planimetrica della vasca di raccolta acque meteoriche da realizzare in Land Side per le acque meteoriche

L'intera rete viene recapitata ad una vasca di prima pioggia per il trattamento della prima frazione di acque inquinate prima dello scarico al corpo idrico ricettore costituito dal canale Manchetta.

Prima dello scarico al corpo ricettore è stato prevista una vasca con alloggiato un impianto di sollevamento.

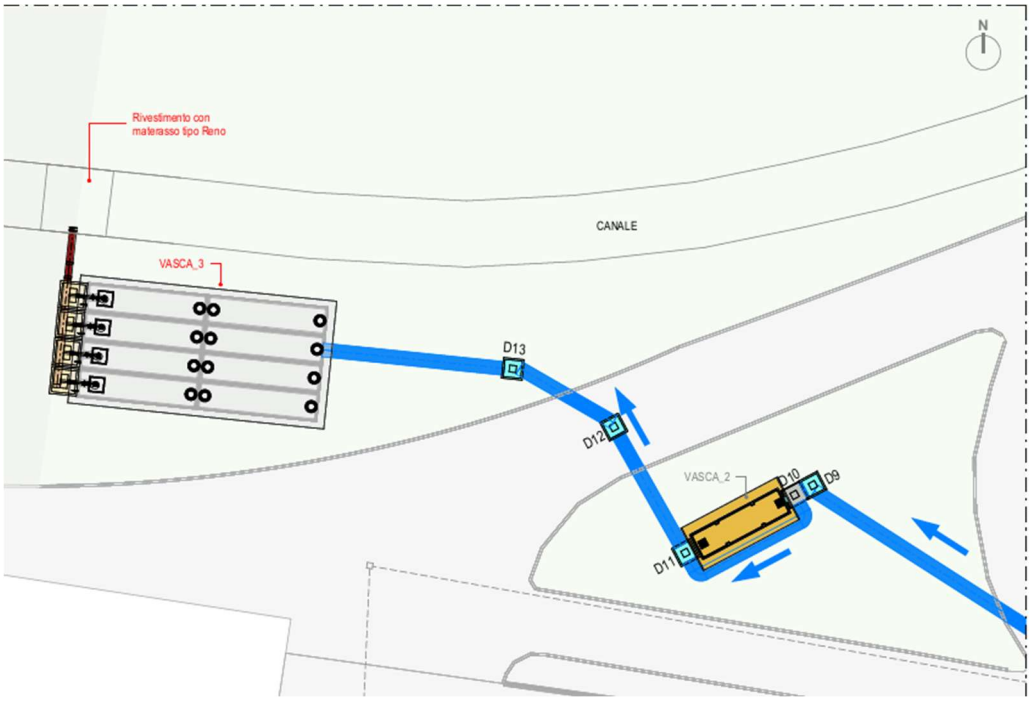


Figura 5-10 Ubicazione planimetrica della vasca di trattamento acque di prima pioggia

5.5. Rifacimento della rete esistente per lo scarico nel corpo idrico recettore

Le condotte di progetto si collegano alla rete esistente che però nello stato di fatto appare sottodimensionata. La seguente figura mostra le due condotte esistenti che andranno necessariamente sostituite in quanto nello stato attuale non riescono a scaricare la portata di dimensionamento (TR50) nel corpo idrico recettore.

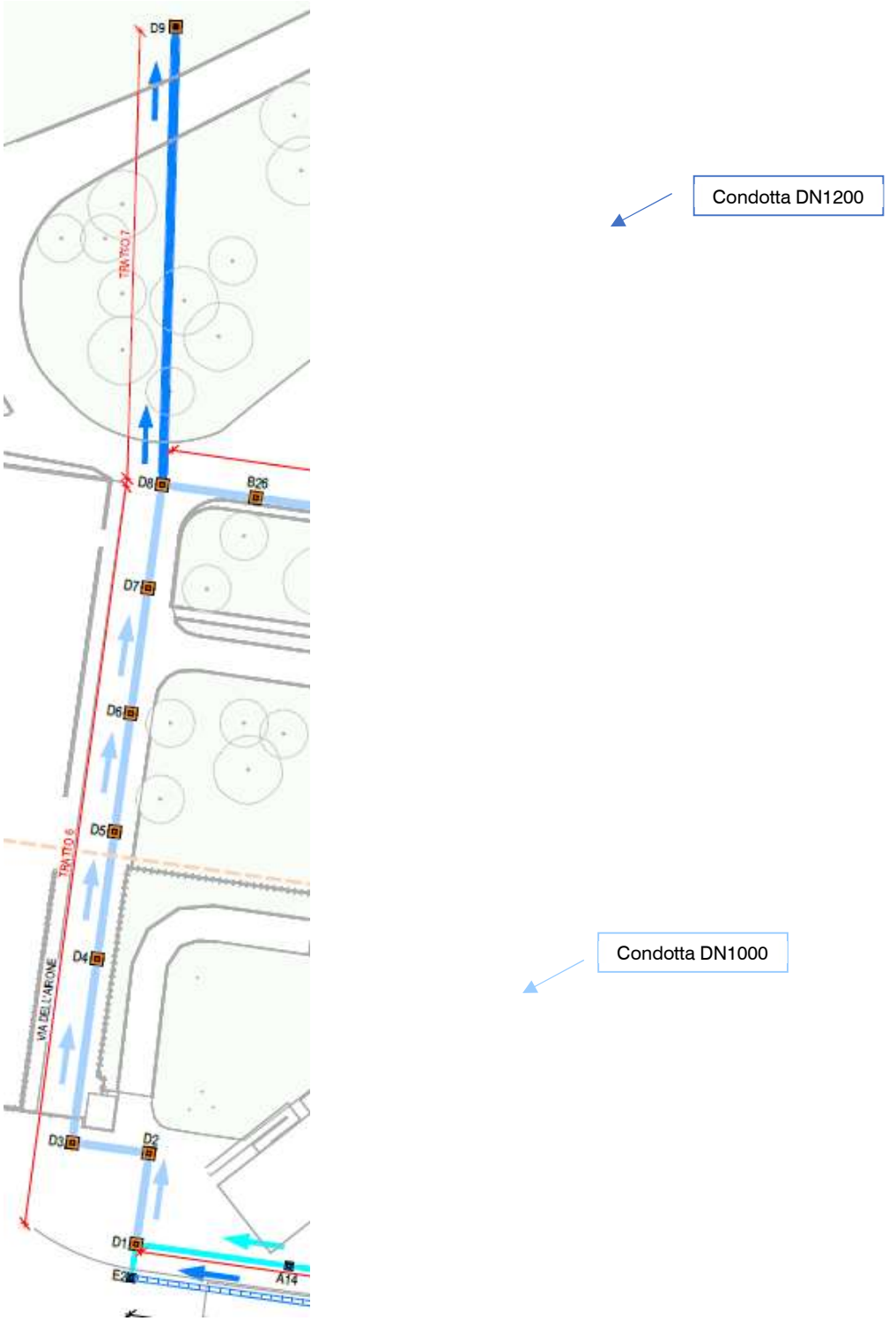


Figura 5-11 – Stralcio planimetrico delle due condotte esistenti che vengono adeguate

In particolare:

- La condotta esistente DN500/DN600 lungo via dell'Arione (in azzurro nella precedente figura) andrà sostituita con una condotta DN1000 (diametro interno 855 mm) in polietilene;
- La condotta DN600 esistente che dal pozzetto D8 raggiunge il pozzetto D9 (in blu nella

precedente figura) andrà sostituita con una condotta DN1200 (diametro interno 1024 mm) in polietilene.

Tali condotte di progetto garantiscono alla rete di progetto di scaricare nel corpo idrico recettore l'intera portata associata ad eventi cinquantennali, lavorando a gravità.

Si raccomanda di collegare tali condotte anche con le altre eventuali immissioni esistenti provenienti della rete di drenaggio attuale.

6. METODOLOGIA DI STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO

Nella presente relazione vengono dimensionate e descritte le opere idrauliche di nuova realizzazione e quelle di adeguamento del sistema di raccolta e trasporto delle acque meteoriche a seguito dell'ampliamento dell'aeroporto civile di Lamezia Terme (CZ). Le opere idrauliche sono state tutte progettate in modo da garantire la continuità del servizio esistente.

Il recapito delle acque meteoriche resta l'attuale rete di drenaggio esistente, senza alterazione del regime idraulico della rete esistente e del corpo idrico recettore.

Per la progettazione delle reti in oggetto è stata seguita la seguente metodologia di studio:

- Studio dello stato attuale dei luoghi;
- Analisi idrologica per la determinazione delle portate meteoriche da smaltire nelle aree di progetto in esame;
- Determinazione delle portate di progetto mediante il metodo razionale o detto anche cinematico;
- Definizione delle reti di drenaggio delle acque meteoriche, avendo cura di collegare le reti di progetto con le reti esistenti per fornire la continuità idraulica delle opere;
- Verifiche idrauliche e dimensionamento delle reti per la raccolta ed il trasporto delle acque meteoriche delle aree esterne e della copertura di edifici e pensiline di progetto.

7. STUDIO IDROLOGICO

Nel presente capitolo si riporta l'analisi idrologica effettuata per determinare le portate afferenti alle reti di drenaggio delle acque meteoriche previste in progetto. Attraverso lo studio idrologico è stato possibile, pertanto, determinare le curve di possibilità pluviometrica ed il tempo di corrivazione per ogni bacino scolante in esame, per poi calcolare, attraverso i dati idrogeologici presenti, la portata di picco dell'evento meteorico di studio tramite il metodo razionale, detto anche metodo cinematico, e successivamente effettuare le necessarie verifiche idrauliche delle reti in progetto.

7.1. Analisi pluviometrica

Per il presente progetto, sono state analizzate le caratteristiche delle piogge intense nell'area di interesse, con l'obiettivo di determinare gli afflussi di portata meteorica sulle superfici dell'area aeroportuale in esame, sia per quanto riguarda le coperture delle opere in progetto, che per le zone pavimentate esterne (piste di servizio e zone pedonali).

A tal fine sono state analizzate le informazioni pluviometriche disponibili tra i dati storici presenti sul sito di ARPACAL Centro Funzionale Multirischi di Regione Calabria (https://www.cfd.calabria.it/), dove nella zona di interesse sono presenti diverse stazioni pluviometriche per le quali sono disponibili i valori massimi annui di precipitazione oraria (1-3-6-12-24 ore) e sub-oraria (5-10-15-20-30-45 minuti).

In particolare, per il presente progetto è stata considerata la stazione pluviometrica di Catanzaro (codice 1850), che, sebbene sia localizzata a maggiore distanza rispetto altre stazioni, presenta una maggiore disponibilità di dati:

- Per i massimi orari, la stazione offre una serie storica di osservazioni per 85 anni (dal 1928 al 2016);
- Per i massimi sub-orari, sono disponibili serie dal 1988 al 2004 per durate 15-20-30 minuti per un totale di 15 anni di osservazioni da unire a massimi annui dal 1959 al 1984 per diverse durate (5-10-15-20-30-45 minuti).

Le tabelle con i dati pluviometrici disponibili sono riportati in allegato alla presente relazione, mentre le seguenti figure mostrano le serie di dati disponibili.

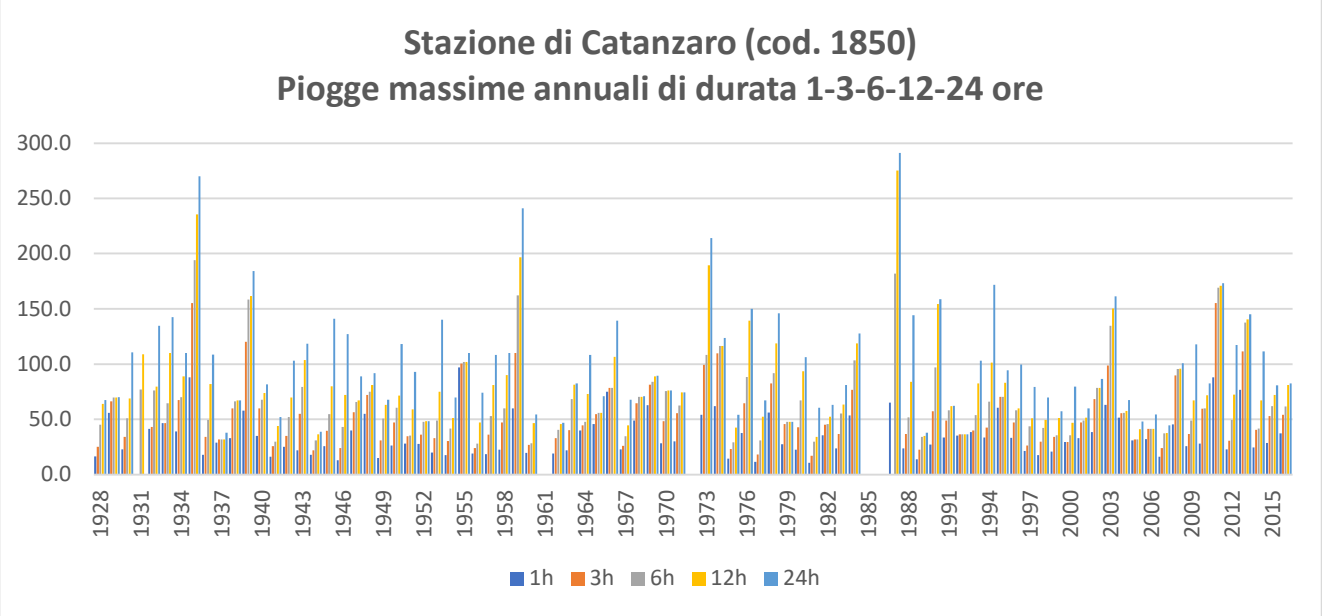


Figura 7-1 - Serie di dati pluviometrici massimi orari (1-3-6-12-24 ore) dal 1928 al 2016

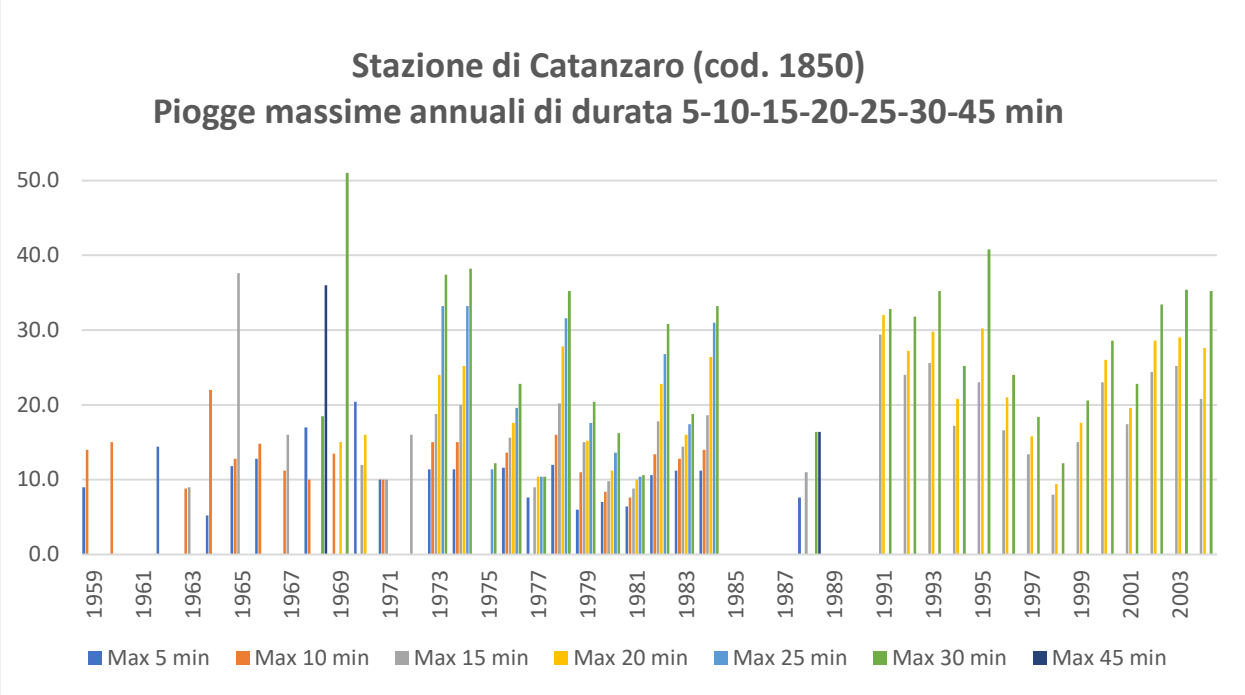


Figura 7-2 - Serie di dati pluviometrici massimi sub-orari (5-10-15-20-25-30-45 min) dal 1959 al 1988

I dati hanno le seguenti numerosità.

Tabella 7-1 - Numerosità dei dati di pioggia orari

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Numerosità	84	83	85	85	84

Tabella 7-2 - Numerosità dei dati di pioggia sub-orari

	5 min	10 min	15 min	20 min	25 min	30 min	45 min
Numerosità	20	20	32	27	12	29	2

Per la stazione pluviometrica di Catanzaro, si è pertanto proceduto a determinare le curve di possibilità pluviometrica per piogge di durata superiore e inferiore all'ora. Per l'analisi dei massimi registrati si è fatto riferimento al metodo di Gumbel per derivare le curve di possibilità pluviometrica a due parametri (*a* ed *n*), che forniscono l'altezza di precipitazione cumulata secondo la seguente formulazione:

$$h_{(t,T)} = a * t^n$$

dove:

- *a* è il valore atteso dell'altezza di pioggia massima annuale per la durata di riferimento [mm/h];
- *t* è il tempo di pioggia [ore];
- *n* è l'esponente di scala [-].

Il modello probabilistico di Gumbel si basa su specifici parametri, denominati α e u, che consentono di determinare, mediante il metodo dei minimi quadrati, i valori di *a* ed *n* e quindi di determinare l'altezza di precipitazione riferita ai vari tempi di ritorno.

In particolare:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}\, s}{\pi}$$

$$u = m - 0.5772\alpha$$

dove:

- m è la media dei campioni;
- s è lo scarto quadratico medio.

Grazie a tali parametri, è stato possibile calcolare i quantili relativi ai vari tempi di ritorno per le varie durate orarie e sub-orarie tramite la seguente relazione.

$$h = u + \alpha\left(-\ln\left(\ln\left(\frac{TR}{TR-1}\right)\right)\right)$$

Si riportano di seguito i valori di *m*, *s*, *α* e *u* per piogge orarie e sub-orarie.

Tabella 7-3 - Valori di m, s, α e u per piogge orarie

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
media – m	35.32	52.24	66.11	82.12	100.79
scarto quadratico medio - s	18.83	28.70	35.43	44.08	49.47
α	14.68	22.37	27.62	34.37	38.57

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
u	26.84	39.32	50.17	62.28	78.53

Tabella 7-4 - Valori di m, s, α e u per piogge sub-orarie

	5 min	10 min	15 min	20 min	25 min	30 min	45 min
media – m	10.73	12.95	17.58	21.19	21.35	26.50	26.20
scarto quadratico medio - s	3.63	3.17	6.60	6.81	8.85	10.13	9.80
α	2.83	2.47	5.15	5.31	6.90	7.90	7.64
u	9.09	11.52	14.61	18.13	17.37	21.94	21.79

Per quanto riguarda i dati sub-orari, si rileva che la numerosità è inferiore rispetto ai dati orari a causa di meno informazioni presenti sul portale ARPACAL. Si ritiene comunque che tali dati siano adeguati a determinare le curve di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora, escludendo le durate di 25 e 45 minuti in quanto sono disponibili solamente 12 e 2 osservazioni rispettivamente.

Dall'analisi appena descritta è stato pertanto possibile derivare i parametri *a* ed *n* per i diversi tempi di ritorno e per le durate considerate, da utilizzare come valori idrologici di riferimento per il dimensionamento delle opere previste nel presente progetto. Tali parametri sono indicati nelle seguenti tabelle.

Tabella 7-5 - Valori di a e n per piogge orarie alla stazione pluviometrica di Catanzaro (cod. 1850)

TR [anni]	a	n
5	50.09	0.325
10	61.62	0.321
20	72.68	0.320
50	**87.01**	**0.318**
100	97.74	0.317

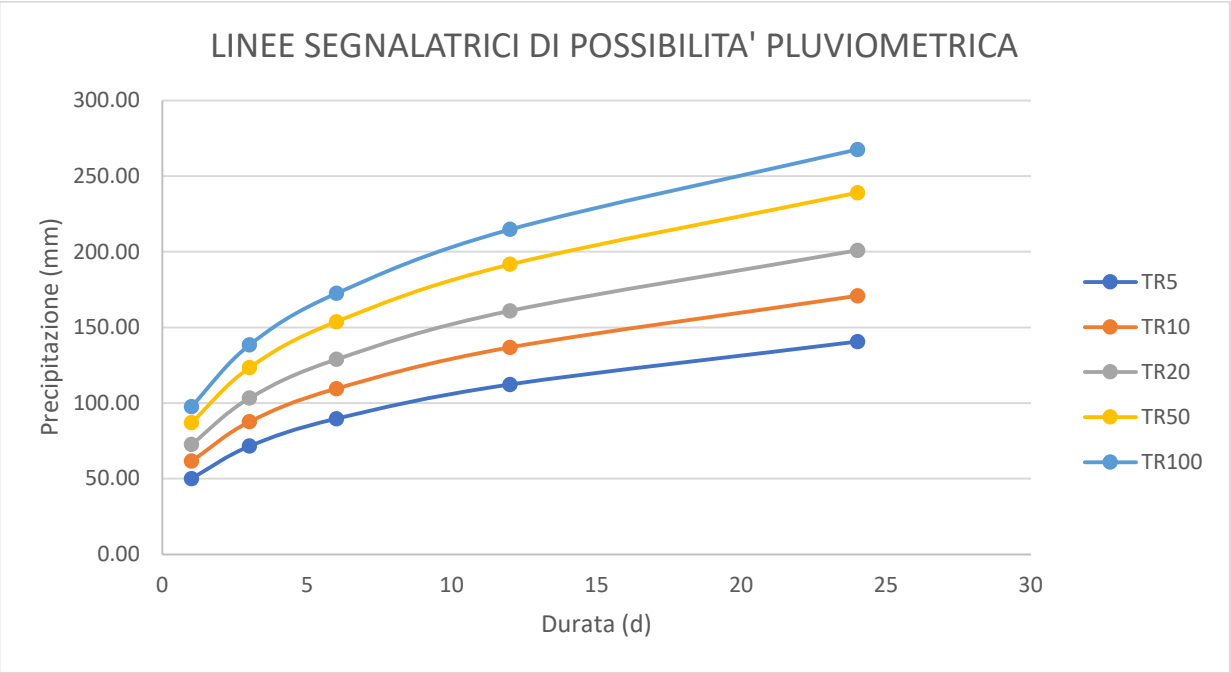


Figura 7-3 - Curva di possibilità pluviometrica per piogge orarie

Tabella 7-6 - Valori di a e n per piogge sub-orarie alla stazione pluviometrica di Catanzaro (cod. 1850)

TR [anni]	a	n
5	39.77	0.458
10	47.10	0.472
20	54.12	0.483
50	**63.21**	**0.494**
100	70.03	0.500

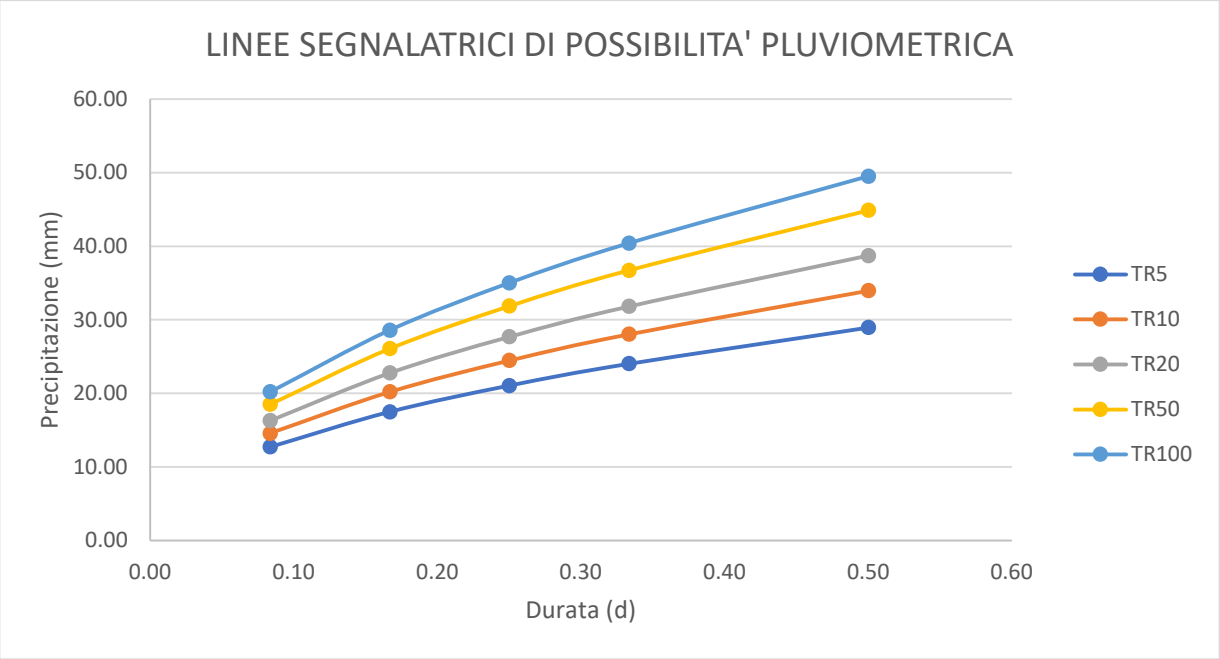


Figura 7-4 - Curva di possibilità pluviometrica per piogge sub-orarie

Nel presente progetto le opere sono state dimensionate per portate associate all'evento con tempo di ritorno di **50 anni**.

7.2. Il metodo razionale per la determinazione delle portate di progetto

Come già accennato, per valutare la portata conseguente ad una assegnata precipitazione si è fatto ricorso al metodo razionale o detto anche metodo cinematico. Esso risulta particolarmente indicato per bacini di piccola dimensione, come quelli in esame.

Considerata la sezione di chiusura di un bacino scolante, risulta intuitivo pensare che le portate defluenti attraverso essa dipendano dalle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione di chiusura stessa (superficie, lunghezza, pendenza e natura dei suoli) e da quelle dell'evento pluviometrico e che la partecipazione alla formazione del deflusso sia in relazione con la sua durata *d*. Si assume infatti che, per una precipitazione di altezza *H* e di intensità media *j=H/d* (cioè costante nella durata *d*) ed estesa a tutto il bacino, si raggiunga la portata massima quando alla sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che compongono il bacino. Questo intervallo di tempo è definito tempo di corrivazione t_c. Secondo questo schema anche la durata del processo di esaurimento, contata a partire dalla cessazione della pioggia, è pari al tempo di corrivazione.

Il metodo postula che la portata nella sezione terminale cresca in maniera lineare nel tempo sino ad un valore massimo e che da questo decresca linearmente nella fase di esaurimento. Nel caso in cui si consideri un bacino di superficie *S* su cui cada, per una durata di pioggia *d*, una precipitazione di altezza *h*, essendo φ la frazione efficace del volume meteorico ai fini del deflusso, allora la massima portata defluita sarà:

$$Q_{max} = \frac{\varphi S h}{\tau_c}$$

In particolar modo, la portata risulterà massimizzata nel caso in cui tempo di pioggia e tempo di corrivazione coincidano.

Per questa ragione sarà necessario valutare l'altezza di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione. Nell'ambito del presente studio, si è adottato un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Ad ogni bacino di scolo deve essere attribuito un coefficiente di deflusso Φ che rappresenta il rapporto fra il volume d'acqua defluito alla sezione di chiusura del bacino e il volume d'acqua meteorica caduta sul bacino. Il coefficiente di deflusso assume valori minori o uguali a 1 e tiene conto fisicamente del fatto che non tutta l'acqua meteorica raggiunge la rete dei collettori.

Per i coefficienti di deflusso si è fatto riferimento ai valori reali e si è assunto un coefficiente di deflusso che tenga conto dell'incidenza delle varie superfici, considerando i dati di letteratura, come risultanti dalla seguente tabella.

Tabella 7-7 - Coefficienti di deflusso

Tipi di superficie	Φ
Superfici totalmente impermeabili	1.00
Parti centrali di città completamente edificate	0.70 - 0.90
Quartieri con pochi spazi liberi	0.50 - 0.70
Quartieri con fabbricati radi	0.25 - 0.50
Giardini e cimiteri	0.05 - 0.25

Come coefficiente di deflusso, visto che la superfice dei bacini in esame è completamente pavimentata, si è considerato cautelativamente un valore pari a **0,9**.

7.3. Stima dei tempi di corrivazione dei bacini scolanti in analisi

Il modello cinematico utilizzato si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida;
- ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre;
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle singole aree del bacino, che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura (funzionamento sincrono a favore di sicurezza).

Ne consegue che esiste un tempo di concentrazione t_c caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura; si può dimostrare che la portata massima al colmo nella sezione di chiusura del bacino si ottiene per piogge di durata pari proprio al tempo t_c, nell'ipotesi che la curva aree–tempi sia lineare e che la pioggia sia uniformemente distribuita nel tempo e nello spazio.

La determinazione dell'intensità di pioggia i è subordinata al calcolo del tempo di concentrazione del bacino ed alla ricerca dei dati idrologici relativi all'area in esame.

Per una rete di drenaggio delle acque meteoriche, il tempo di corrivazione t_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata e risulta dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:
- t_a è il tempo di accesso alla rete;
- t_r è il tempo di rete.

Genericamente, il tempo di accesso t_a è sempre di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la sua natura, le caratteristiche pluviometriche ed il livello di realizzazione dei drenaggi. In ogni caso, il valore normalmente assunto nella progettazione varia entro l'intervallo 5 ÷ 15 minuti, assumendo i valori più bassi per le aree impermeabili di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza ed i valori più alti per i casi opposti, compresi i drenaggi dei versanti tramite fossi di guardia.

Il tempo di rete t_r viene calcolato, invece, come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria, facendo riferimento alle velocità di moto uniforme V_u che assume la portata di piena nelle singole canalizzazioni:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

nella quale la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

Per il dimensionamento delle reti, è necessario pertanto determinare il tempo di corrivazione t_c. Noto t_c, si determinerà l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e quindi la portata al colmo di piena in funzione della quale si proporzionerà lo speco e si calcolerà la velocità di moto uniforme corrispondente, procedendo, iterativamente, fino a quando la velocità calcolata non coincida con quella stimata al passo precedente.

7.4. I bacini di scolo della portata meteorica

Come già detto, per la determinazione delle portate meteoriche è necessario individuare le superfici di scolo della portata meteorica verso la rete idraulica in progetto.

Di seguito si riporta l'indicazione dei principali bacini scolanti considerati per dimensionare le opere idrauliche in progetto.

In particolare, sono stati valutati i seguenti bacini:

- Area della copertura del nuovo terminal partenze: **circa 18.000 m²**;
- Area della copertura delle due pensiline in Air Side: **circa 1800 m² per ogni pensilina**;
- Area esterna pavimentata in Air Side comprendente la viabilità di servizio, il nuovo parcheggio ad est del nuovo terminal e parte del piazzale aerei che si considera, cautelativamente, scolante in direzione della canaletta di drenaggio di progetto: **circa 8000 m²**;
- Area della copertura del polo tecnologico: **circa 1.200 m²**.
- Aree carrabili e parcheggi: **circa 13.000 m²**

8. VERIFICHE IDRAULICHE

La verifica delle sezioni tipologiche dei vari tratti della rete di smaltimento acque meteoriche di progetto è stata eseguita utilizzando la formula del moto uniforme di Gauckler-Strickler, che fornisce il valore della portata in m³/s mediante la seguente equazione:

$$Q = AK_S {R_H}^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- A è l'area espressa in m²;
- RH il perimetro bagnato espresso in m;
- i la pendenza longitudinale;
- KS il coefficiente di scabrezza espresso in m1/3/s assunto pari a 90 m1/3/s per le tubazioni plastiche.

Sulla base di tale formulazione, è possibile verificare le differenti opere idrauliche in progetto, tenendo conto dei seguenti vincoli di progetto:

- la velocità minima di moto uniforme non deve essere inferiore a 0,5-0,6 m/s, al fine di evitare il deposito di sedimenti sul fondo;
- la velocità massima non deve essere maggiore di 5 m/s, al fine di contenere i fenomeni di abrasione;
- il grado di riempimento deve essere non superiore al 70-80% per dar modo agli elementi idraulici di progetto di raccogliere e convogliare le portate meteoriche in totale sicurezza idraulica verso il punto di recapito nella rete esistente.

Di seguito vengono descritte le verifiche idrauliche eseguite per il dimensionamento delle opere di natura idraulica in progetto.

Nella Figura che segue è possibile vedere la rete esterna di raccolta della copertura del terminal partenze. La rete è costituita da collettori DN630 in pead SN8 e pendenza minima del 0.3%.

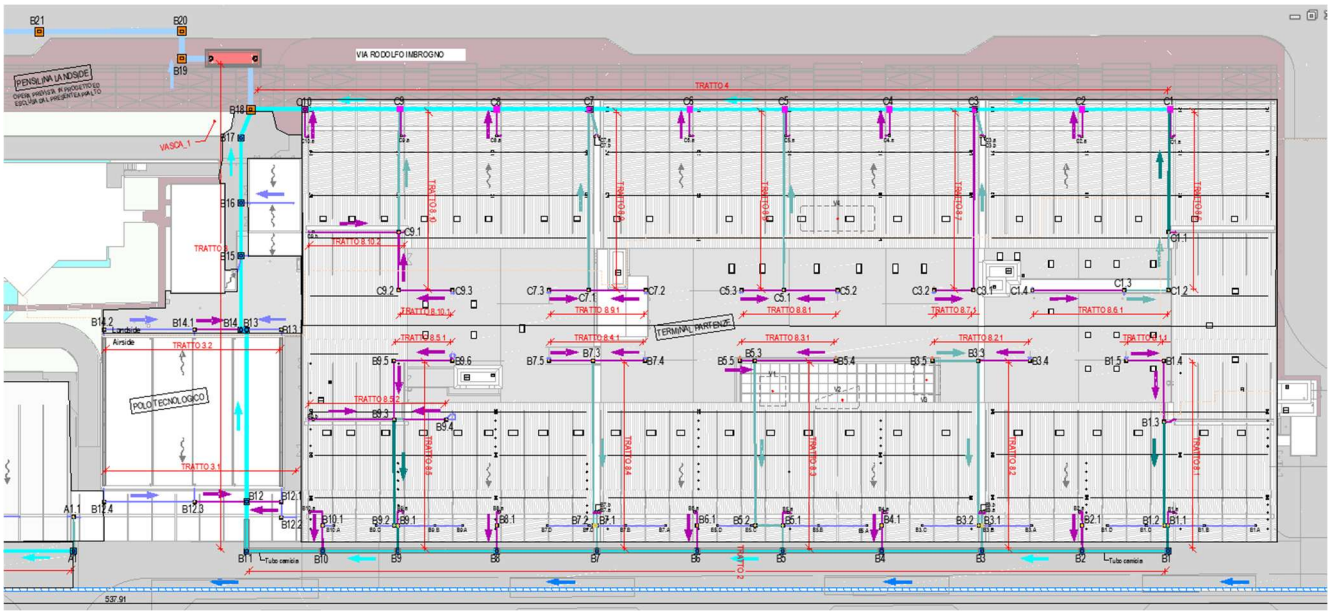


Figura 8-1 Collettori esterni terminal partenze

La rete in esame è costituita dal tratto “2”, a sud, e dal tratto “3”, sul lato ad ovest, e costituita dalle tubazioni tra il pozzetto B1 ed il pozzetto B18.

Ulteriore rete è costituita dal tratto “4” e costituta dalle tubazioni tra il pozzetto C1 ed il pozzetto B18.

Le due reti, in particolare, raccolgono le acque meteoriche provenienti dalla copertura e dal mezzanino del terminal partenze, dalle coperture del polo tecnologico e della quasi totalità della copertura della cerniera.

Considerato che le acque scolanti coperture, prima di essere collettate alla rete esterna, devono essere raccolte dapprima nei sistemi di gronde e pluviali e successivamente alla rete meteorica interna, si è ritenuto opportuno utilizzare un tempo di accesso alla rete t_a dei collettori esterni pari a 15 minuti.

Per il calcolo del tempo di corrivazione si è fatto uso del metodo della corrivazione, il valore di t_c è quindi frutto di iterazioni successivi basate sulla scelta finale del diametro.

Nella seguente tabella si riportano le portate scolanti calcolate tramite la formula razionale.

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
B1	B2	915.00	0.90	915.00	823.50	15.00	0.34	15.34	32.24	126.11	28.85
B2	B3	915.00	0.90	1830.00	1647.00		0.33	15.67	32.58	124.76	57.08
B3	B4	915.00	0.90	2745.00	2470.50		0.30	15.96	32.88	123.59	84.81
B4	B5	915.00	0.90	3660.00	3294.00		0.27	16.23	33.16	122.54	112.12
B5	B6	915.00	0.90	4575.00	4117.50		0.22	16.45	33.38	121.71	139.20
B6	B7	915.00	0.90	5490.00	4941.00		0.25	16.70	33.62	120.79	165.79
B7	B8	915.00	0.90	6405.00	5764.50		0.24	16.94	33.86	119.93	192.04
B8	B9	915.00	0.90	7320.00	6588.00		0.23	17.17	34.09	119.11	217.98
B9	B10	915.00	0.90	8235.00	7411.50		0.15	17.32	34.23	118.59	244.15
B10	B11	915.00	0.90	9150.00	8235.00		0.15	17.47	34.38	118.08	270.10
B11	B12	0.00	0.90	9150.00	8235.00		0.09	17.56	34.47	117.76	269.38
B12	B13	1031.59	0.90	10181.59	9163.43		0.31	17.87	34.77	116.71	297.08
B13	B14	0.00	0.90	10181.59	9163.43		0.00	17.88	34.77	116.71	297.07
B14	B15	981.09	0.90	11162.68	10046.41		0.12	17.99	34.88	116.32	324.61
B15	B16	269.81	0.90	11432.49	10289.24		0.05	18.04	34.93	116.15	331.97
B16	B17	323.06	0.90	11755.55	10580.00		0.10	18.14	35.02	115.84	340.44
B17	B18	125.84	0.90	11558.33	10402.50		0.04	18.18	35.06	115.72	334.38

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
C1	C2	948.00	0.90	948.00	853.20	15.00	0.29	15.29	32.19	126.32	29.94
C2	C3	948.00	0.90	1896.00	1706.40		0.29	15.58	32.49	125.12	59.31
C3	C4	948.00	0.90	2844.00	2559.60		0.21	15.78	32.70	124.29	88.37
C4	C5	948.00	0.90	3792.00	3412.80		0.23	16.02	32.94	123.37	116.95
C5	C6	948.00	0.90	4740.00	4266.00		0.20	16.22	33.14	122.59	145.27
C6	C7	948.00	0.90	5688.00	5119.20		0.20	16.42	33.34	121.83	173.24
C7	C8	948.00	0.90	6636.00	5972.40		0.18	16.60	33.52	121.16	201.00
C8	C9	948.00	0.90	7584.00	6825.60		0.18	16.78	33.71	120.49	228.45
C9	C10	948.00	0.90	8532.00	7678.80		0.17	16.96	33.88	119.86	255.66
C10	B18	948.00	0.90	9480.00	8532.00		0.06	17.02	33.94	119.64	283.55

Si riporta la verifica idraulica, che risulta soddisfatta, effettuata con la formulazione di Chezy

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
B1	B2	0.63	0.533	16.8	16.8	0.3	0.003	90	21.42	0.11415	0.035	0.513	0.068	0.029	0.824	28.85
B2	B3	0.63	0.533	19.8	36.6	0.3	0.003	90	30.24	0.161205	0.057	0.621	0.092	0.057	1.003	57.08
B3	B4	0.63	0.533	19.83	56.43	0.3	0.003	90	37.26	0.198576	0.076	0.700	0.108	0.085	1.120	84.81
B4	B5	0.63	0.533	19.57	76	0.3	0.003	90	43.41	0.231383	0.093	0.767	0.121	0.112	1.207	112.12
B5	B6	0.63	0.533	16.8	92.8	0.3	0.003	90	49.12	0.26182	0.109	0.828	0.132	0.139	1.276	139.20
B6	B7	0.63	0.533	19.8	112.6	0.3	0.003	90	54.54	0.290705	0.124	0.886	0.141	0.166	1.332	165.79
B7	B8	0.63	0.533	19.6	132.2	0.3	0.003	90	59.85	0.319005	0.139	0.943	0.148	0.192	1.378	192.04
B8	B9	0.63	0.533	19.6	151.8	0.3	0.003	90	65.20	0.347502	0.154	1.002	0.154	0.218	1.415	217.98
B9	B10	0.63	0.533	14.59	166.39	0.4	0.004	90	63.83	0.340222	0.150	0.987	0.152	0.244	1.624	244.15
B10	B11	0.63	0.533	14.77	181.16	0.4	0.004	90	68.61	0.365671	0.163	1.040	0.157	0.270	1.655	270.10
B11	B12	0.63	0.533	9.23	190.39	0.4	0.004	90	68.47	0.364946	0.163	1.039	0.157	0.269	1.655	269.38
B12	B13	0.63	0.533	34.6	224.99	0.5	0.005	90	67.78	0.361276	0.161	1.031	0.156	0.297	1.845	297.08
B13	B14	0.63	0.533	0.18	225.17	0.5	0.005	90	67.78	0.361267	0.161	1.031	0.156	0.297	1.845	297.07
B14	B15	0.63	0.533	14.36	239.53	0.6	0.006	90	67.66	0.360605	0.161	1.030	0.156	0.325	2.021	324.61
B15	B16	0.63	0.533	9.96	249.49	2	0.02	90	46.91	0.250046	0.103	0.804	0.128	0.332	3.229	331.97
B16	B17	0.63	0.533	12.5	261.99	0.7	0.007	90	66.23	0.353006	0.157	1.013	0.155	0.340	2.171	340.44
B17	B18	0.63	0.533	4.8	254.29	0.7	0.007	90	65.39	0.348537	0.155	1.004	0.154	0.334	2.163	334.38

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
C1	C2	0.63	0.533	17.27	17.27	0.5	0.005	90	19.23	0.102471	0.030	0.484	0.062	0.030	0.997	29.94
C2	C3	0.63	0.533	21.26	38.53	0.5	0.005	90	27.06	0.144215	0.049	0.583	0.084	0.059	1.217	59.31
C3	C4	0.63	0.533	16.76	55.29	0.5	0.005	90	33.25	0.177212	0.065	0.655	0.099	0.088	1.362	88.37
C4	C5	0.63	0.533	20.71	76	0.5	0.005	90	38.61	0.205767	0.079	0.715	0.111	0.117	1.472	116.95
C5	C6	0.63	0.533	18.8	94.8	0.5	0.005	90	43.50	0.231851	0.093	0.768	0.121	0.145	1.560	145.27
C6	C7	0.63	0.533	19.72	114.52	0.5	0.005	90	48.09	0.256294	0.106	0.817	0.130	0.173	1.632	173.24
C7	C8	0.63	0.533	18.38	132.9	0.5	0.005	90	52.50	0.279803	0.119	0.864	0.137	0.201	1.694	201.00
C8	C9	0.63	0.533	19.1	152	0.5	0.005	90	56.80	0.302728	0.131	0.910	0.144	0.228	1.746	228.45
C9	C10	0.63	0.533	18.7	170.7	0.5	0.005	90	61.07	0.325513	0.143	0.956	0.149	0.256	1.791	255.66
C10	B18	0.63	0.533	6.8	177.5	0.5	0.005	90	65.55	0.349361	0.155	1.006	0.154	0.284	1.829	283.55

Come si osserva i riempimenti effettivi sono sempre inferiori al 70%.

Le acque raccolte nel pozzetto B18, riceventi le tubazioni del ramo C e del ramo B, vengono recapitate alla vasca di riutilizzo irriguo tramite un collettore in PEAD DN1000 e pendenza del 0,5%.

La tubazione B18-V1 avrà un tempo di corrivazione che è proporzionale alla lunghezza della stessa tubazione al quale andrà sommato il tempo di corrivazione più lungo tra i rami C1-B18 e B1-B18.

Si riporta la massima portata afferente

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
B18	V1	21038.33	0.90	21038.33	18934.50		0.07	18.25	35.13	115.50	607.46

E quindi la verifica della tubazione, che risulta soddisfatta (riempimento di circa il 48%).

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
B18	V1	1	0.855	9.33	9.33	0.5	0.005	90	47.93	0.409796	0.272	1.308	0.208	0.607	2.234	607.46

Dal troppo pieno della vasca di riutilizzo irriguo, la rete costituita dai pozzetti dal B19 al D8 (tratto 5) raccoglie le acque di piattaforma scolanti del Viale Rodolfo Imbrogno sul lato nord dell'area (si veda figura successiva)

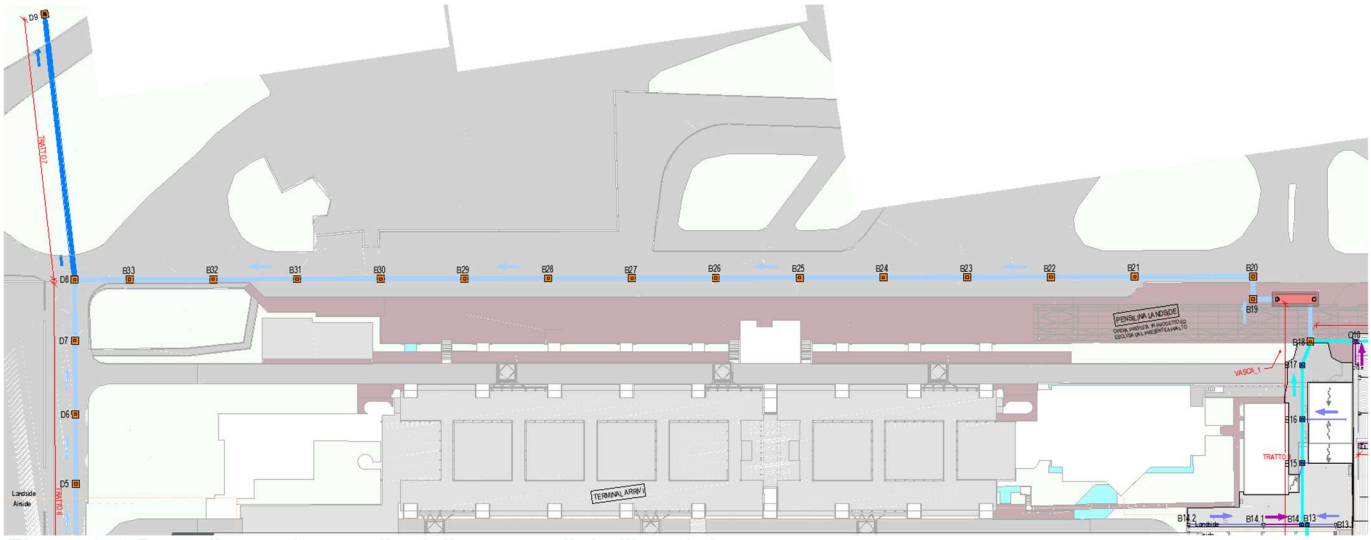


Figura 8-2 Rete di raccolta a valle della vasca di riutilizzo irriguo

La rete in esame è costituita da una tubazione DN1000 in pead SN8 con pendenza del 0.3%, che dovrà raccogliere le acque provenienti dalle tubazioni del tratto 3 e del tratto 4 oltre che una porzione di piattaforma stradale pari circa 2650 m^2.

A favore di sicurezza non si considera la laminazione ed il parziale stoccaggio all'interno della vasca.

Il tempo di corrivazione viene, ancora una volta, calcolato considerando un tempo di accesso alla rete pari a 15 minuti, un tempo di rete calcolato a partire della lunghezza del tratto oggetto di dimensionamento (lunghezza da B19 a D8 pari a 300 metri) al quale si somma il tempo di corrivazione maggiore tra il tratto C1-B18 ed il tratto B1-B18.

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
B19	D8	2650.00	0.90	23688.33	21319.50	15.00	2.87	36.05	49.15	81.82	484.53

Si riporta quindi la verifica, soddisfatta, della tubazione

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
B19	D8	1	0.855	300	300	0.3	0.003	90	48.75	0.416832	0.278	1.322	0.210	0.485	1.743	484.53

Ulteriore rete in progetto è la rete individuata dai pozzetti dal A1 al D1 (tratto 1) costituita da una tubazione DN630 in pead SN8 con pendenza del 0,4%. Tale rete raccoglie le acque provenienti dalle coperture delle due pensiline air-side e di parte della cerniera. La pendenza del piazzale è tale che le acque di piattaforma scolanti vengono recapitate verso la canaletta air-side, tuttavia, a favore di sicurezza, si considera che una parte delle acque possano essere intercettate dalle caditoie della rete. Si considera quindi un'area di piattaforma aggiuntiva costituita da una porzione antistante le pensiline e l'avancorpo (edificio esistente) ed una porzione antistante l'edificio ex extra Schengen. L'area di piattaforma è quindi pari a circa 3100 $m^{2.}$

Si riportano le portate calcolate

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
A15	D1	7138.00	0.90	7138.00	6424.20	15.00	2.48	17.48	34.38	118.05	210.66

E la verifica idraulica della tubazione, che risulta soddisfatta

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
A15	D1	0.63	0.533	233.68		0.4	0.004	90	57.90	0.308631	0.134	0.922	0.145	0.211	1.573	210.66

Le acque di piattaforma air-side sono drenate da una canaletta di drenaggio.

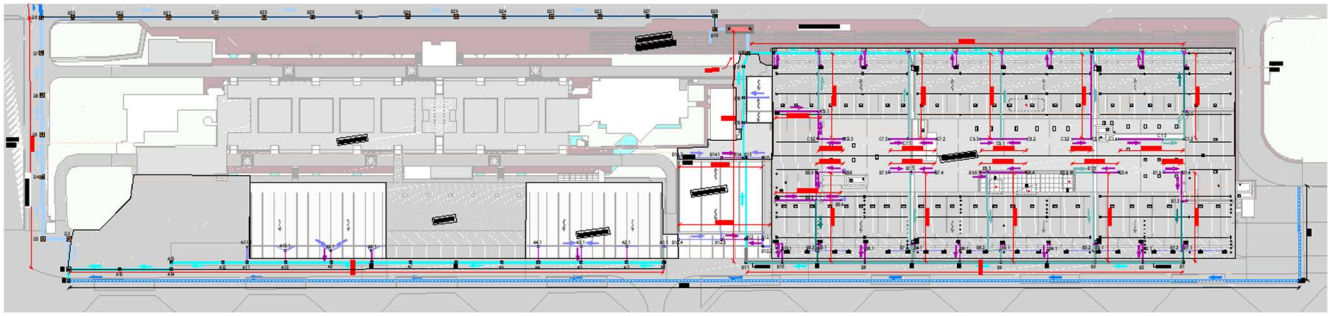


Figura 8-3 Planimetria della rete di smaltimento acque meteoriche – canaletta ad U lato sud

La sezione assunta per dimensionare la canaletta di drenaggio da posare in Air Side viene rappresenta da un canale a sezione ad U con base interna di 60 cm e altezza interna di 59 cm. La canaletta andrà posata in Air Side a partire dal lato est del nuovo terminal, dove riceve anche le acque del parcheggio, fino a raggiungere il punto di recapito nella rete esistente che andrà comunque adeguata, costituito dal pozzetto D1.

Per il tempo di accesso in rete, si è utilizzato cautelativamente un tempo di 5 minuti al quale si somma il tempo di rete della canaletta considerando la lunghezza complessiva pari a 615 m. Considerando quindi un'area di piattaforma di circa 9.000 m^2 si è calcolata la portata afferente

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
E1	E2		0.90	9000.00	8100.00	5.00	9.74	14.74	31.61	128.70	289.58

La verifica della canaletta è stata effettuata considerando un coefficiente di Strickler per il cemento lisciato pari a 60 $m^{1/3}/s$, una pendenza del 0,3%. Il riempimento massimo è pari al 77%.

In.	Fin	altezza	scarpa	Larghezza	L (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	Tirante	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
E1	E2	0.59	1.63246E+16	0.6	615	0.3	0.003	60	77.70	0.458413	0.275048	1.51683	0.181331	0.289579966	1.053	289.58

Di seguito si riporta la sezione tipo della canaletta di drenaggio da posare in Air Side.

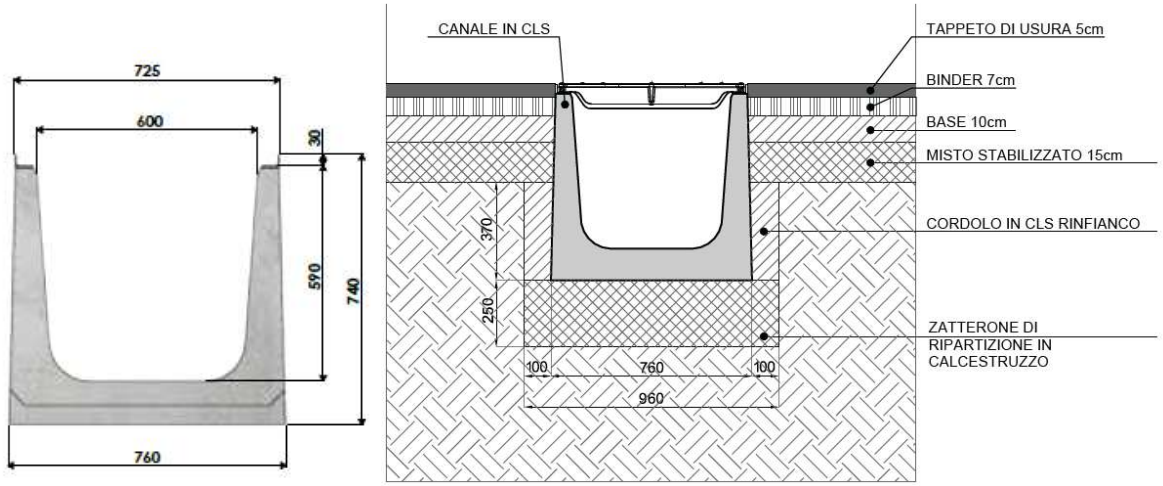


Figura 8-4 - Sezione della canaletta di drenaggio Air Side

Sia la canaletta di drenaggio che la rete del tratto 1 recapitano al pozzetto D1. La rete dal pozzetto D1 al pozzetto D8 (tratto 6) riceve quindi le acque drenate sia del tratto 1 che dalla canaletta, inoltre essendo la rete dotata di caditoia, permette di smaltire le acque di piattaforma della Via dell'Airone, come rappresentato nella successiva figura

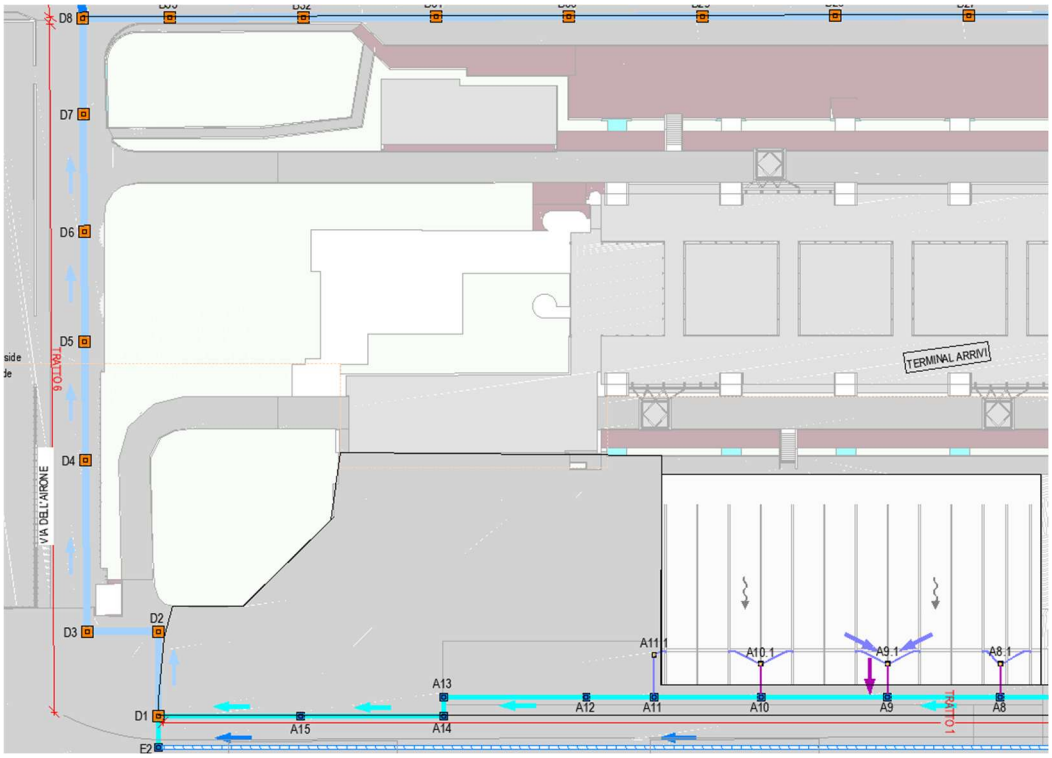


Figura 8-5 Rete di smaltimento acque meteoriche in corrispondenza della via dell'Airone

Si riporta il calcolo delle portate meteoriche afferenti alla rete

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
D1	D8	1132.65	0.90	17270.65	15543.59	15.00	0.98	33.32	47.28	85.14	367.61

E la verifica idraulica della tubazione, il cui riempimento massimo è del 36%

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
D1	D8	1	0.855	114.41	114.41	0.5	0.005	90	36.29	0.310282	0.188	1.106	0.170	0.368	1.954	367.61

Infine, la totalità delle acque meteoriche, provenienti dalle reti terminali (tratto 6 e tratto 5) viene recapitata alla rete esistente (tratto 7) che verrà riadeguata sostituendo il tratto dal pozzetto D8 al pozzetto D9 con una tubazione in pead DN1200 SN8 e pendenza del 0.3%.

Il tempo di corrivazione del tratto 7, in accordo con il metodo cinematico della corrivazione, è dato dalla somma del suo tempo di corrivazione a cui andrà sommato il tempo di corrivazione maggiore tra le reti afferenti.

Si riporta il calcolo delle portate

In.	Fin	DN	Di (m)	L (m)	L progressiva (m)	i (%)	i (m/m)	Ks (m^	% riempimento	h (m)	Area bagnata (mq)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (mc/s)	v (m/s)	Q (l/s)
D8	D9	1.2	1.024	65.19	65.19	0.3	0.003	90	50.47	0.516822	0.417	1.618	0.258	0.831	1.995	831.46

E la verifica idraulica della condotta, che risulta verificata

In.	Fin	A parziale	fi	A totale	A totale netta	ta (min)	tr (min)	tc (min)	h (mm)	i (mm/h)	Q raz (l/s)
D8	D9	0.00	0.90	40958.98	36863.08	0.00	0.54	36.59	49.52	81.20	831.46

Il tratto 7 prima del suo recapito finale viene trattata all'interno di una vasca di prima pioggia in continuo.

A valle della vasca, le acque trattate di prima pioggia e le acque di seconda pioggia non inquinate, vengono scaricate all'interno dell canale Manchetta.

9. VERIFICHE IDRAULICHE SISTEMI DI SMALTIMENTO IN COPERTURA

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche di copertura è costituito da grondaie, bocchettoni di scarico e pluviali.

Per il loro dimensionamento si è fatto utilizzo della norma UNI EN 12056-3 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all’interno degli edifici - Sistemi per l’evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo”

Per il calcolo della portata di acqua meteorica che dovrà essere smaltito dalle coperture si utilizza la seguente formula

$$Q = r \times A \times C$$

Dove:

- Q è la portata di acqua meteorica da smaltire, in l/s
- r è l’intensità di pioggia, in l/(s×m^2)
- A è l’area effettiva della copertura, in m^2
- C è il coefficiente di deflusso della copertura, adimensionale

Per il dimensionamento della copertura è stato utilizzato un tempo di ritorno pari a 50 anni.
Per il calcolo dell’altezza di pioggia si sono utilizzati i parametri a ed n della legge di potenza

$$h = ad^n$$

Dove:

- a è stato posto pari a 63,21
- n pari a 0,494
- d, il tempo di corrivazione, è stato posto pari a 15 minuti.
-

L’altezza di pioggia è quindi pari 31,87 mm. L’intensità di pioggia r è calcolata come il rapporto tra l’altezza di pioggia ed il tempo di corrivazione, ed è quindi pari a 127.48 mm/ora cioè 0.0354 l/(s×m^2)

$$r = \frac{h}{d}$$

Tale valore trova corrispondenza con i valori tipici indicati dalla tabella 1 della norma riportata nella figura sottostante

Table 1 — Rainfall intensity rates

Rainfall intensity $l/(s \cdot m^2)$
0,010
0,015
0,020
0,025
0,030
0,040
0,050
0,060

Figura 9-1 - Valori di intensità di pioggia della norma UNI EN 12056 – 3

A seconda della destinazione d'uso della copertura l'intensità r deve essere moltiplicata per un coefficiente di rischio.

prospetto 2 **Coefficienti di rischio**

Situazione	Coefficiente di rischio
Cornicioni di gronda	1,0
Cornicioni di gronda situati in punti in cui la tracimazione dell'acqua causerebbe disagi particolari, per esempio sopra l'ingresso di un edificio pubblico	1,5
Canali di gronda interni e nel caso in cui piogge straordinariamente abbondanti o ostruzioni del pluviale potrebbero provocare un'infiltrazione di acqua all'interno dell'edificio	2,0
Canali di gronda interni di edifici per i quali si richiede un grado di protezione eccezionale, per esempio: - ospedali/teatri - impianti di telecomunicazione - depositi di sostanze che danno origine a emissioni tossiche o infiammabili se bagnate con acqua - edifici nei quali sono conservate opere d'arte di valore eccezionale	3,0

Figura 9-2 - Coefficiente di rischio moltiplicativo dell'intensità di pioggia per destinazione d'uso da norma Uni EN 12056-3

Nel caso specifico, viene utilizzato un coefficiente di rischio pari ad 1. Si ritiene che tale coefficiente possa essere sufficiente in quanto viene già utilizzato un tempo di ritorno pari a 50 anni, già ampiamente elevato per il dimensionamento delle coperture.

Per il calcolo dell'area della copertura viene utilizzata la proiezione orizzontale della copertura così come espresso dalla norma

$$A = L_r \times B_r$$

Dove:

- A è la superfice effettiva della copertura, in m^2
- L_R è la lunghezza della copertura da drenare, in metri
-
- B_R è la larghezza della copertura nella sua proiezione, in metri

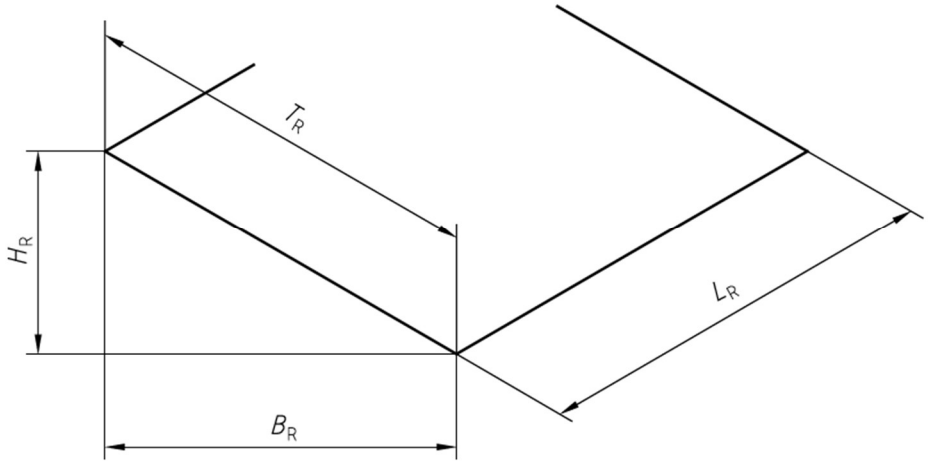


Figura 9-3 Dimensioni della copertura da norma UNI EN 12056-3

Una volta determinata l'intensità di pioggia, l'area effettiva della copertura e posto il coefficiente di deflusso C pari ad 1, è possibile quindi determinare la portata scolante da smaltire.

Per il calcolo delle portate smaltibili dalle grondaie rettangolari, trapezoidali o di forme similari viene utilizzata la seguente formula:

$$Q_L = 0{,}9 \times Q_N$$

0,9 è un fattore di sicurezza (adimensionale)

Q_N è la capacità nominale della gronda calcolata come:

$$Q_N = Q_{SE} \times F_d \times F_s$$

Q_{SE} è la capacità equivalente di una gronda quadrata calcolata come

$$Q_{SE} = 3{,}48 \times 10^{-5} \times A_E^{1{,}25}$$

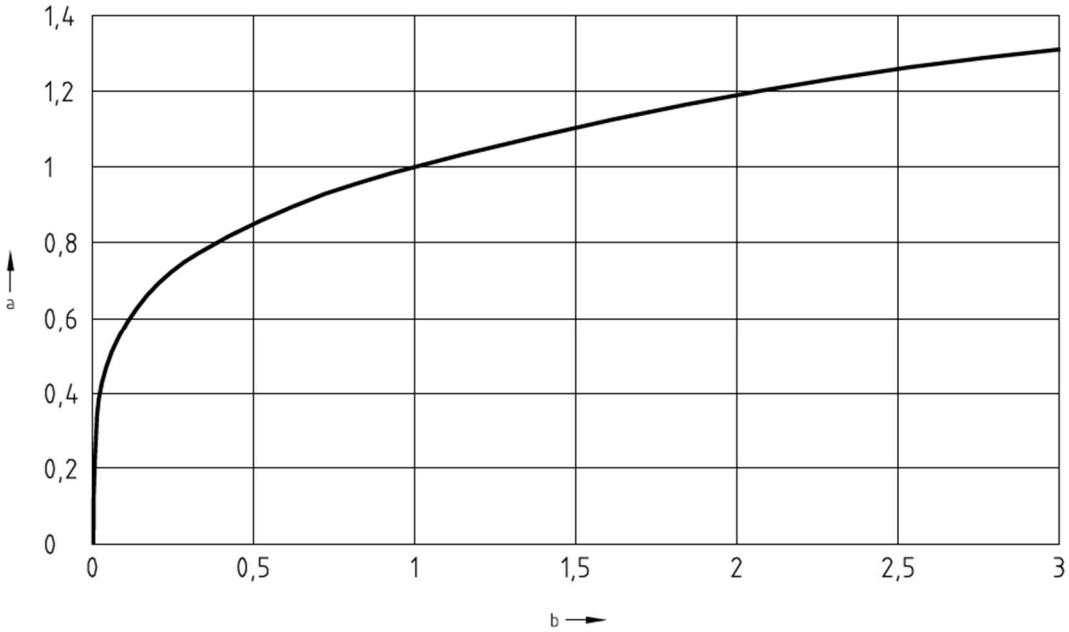
A_E è l'area bagnata della gronda in mm^2

Per il calcolo dell'area bagnata bisogna considerare un franco di sicurezza "a" che sarà pari ai seguenti valori:

- 25 mm se l'altezza della gronda (Z) è minore di 85 mm
- 0,3 moltiplicata l'altezza della gronda (Z) se l'altezza della gronda è compresa tra 85 mm e 250 mm
- 75 mm se l'altezza della gronda (Z) è maggiore di 250 mm

L'altezza utile della gronda (W) sarà quindi pari a Z-a

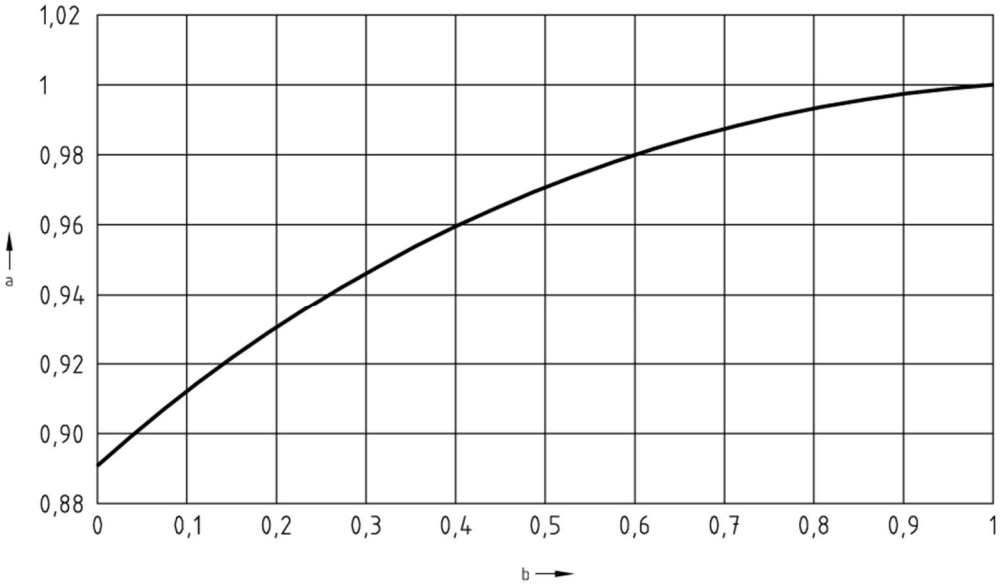
F_d è il fattore di profondità determinato dalla Figura che segue



a Depth factor F_d b *W/T*

Per poter determinare “a” ovvero F_d bisogna conoscere il rapporto W/T della gronda, cioè il rapporto tra l’altezza utile della gronda (altezza a meno del franco) “W” e la larghezza della gronda in corrispondenza della massima altezza utile “T”).

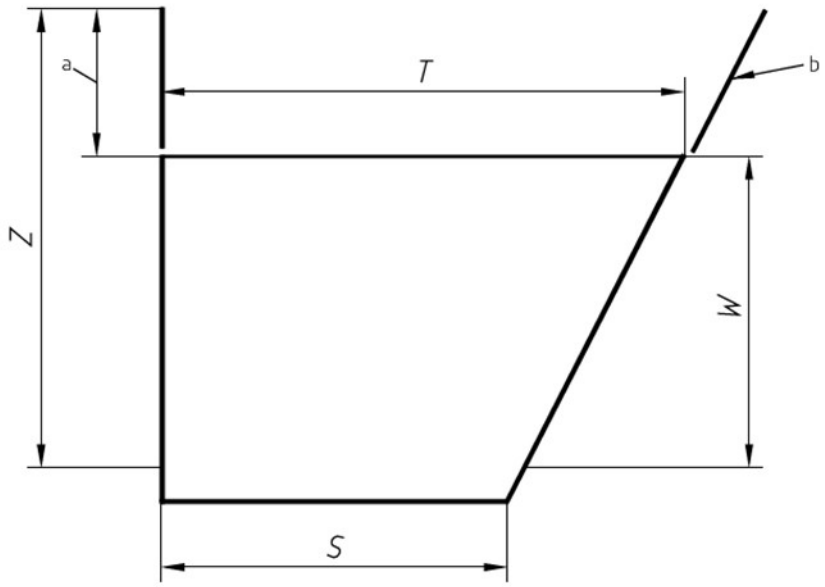
F_s è il fattore di forma determinato dalla figura che segue



a Shape factor F_s b *S/T*

Per poter determinare “a” ovvero F_s bisogna conoscere il rapporto S/T della gronda, cioè il rapporto la larghezza della gronda alla base “S” e la larghezza della gronda in corrispondenza della massima altezza utile “T”).

Si veda la figura sottostante per una migliore comprensione delle dimensioni della gronda da determinare per il calcolo dei fattori F_s e F_d



Nel caso specifico delle gronde utilizzate nel presente progetto, poiché sono tutte del tipo rettangolari il rapporto tra S e T, cioè F_s è sempre pari ad 1.

Il valore di Q_L quindi determinato è pari alla portata smaltibile da una gronda "corta".

Una gronda viene considerata idraulicamente "corta" se la sua lunghezza L è minore di 50 volte l'altezza utile W.

Se tale verifica non fosse soddisfatta, la lunghezza della gronda sarebbe "lunga" e la corrispondente portata è pari a:

$$Q_L(gronda\ lunga) = Q_L(gronda\ corta) \times F_L$$

F_L è il fattore di capacità che si determina in maniera tabellare a partire dal rapporto L/W e dalla pendenza di posa della grondaia. Si veda tabella sottostante

$\frac{L}{W}$	Capacity factor, F_L				
	Nominally level 0 mm/m to 3 mm/m	Gradient 4 mm/m	Gradient 6 mm/m	Gradient 8 mm/m	Gradient 10 mm/m
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
75	0,97	1,02	1,04	1,07	1,09
100	0,93	1,03	1,08	1,13	1,18
125	0,90	1,05	1,12	1,20	1,27
150	0,86	1,07	1,17	1,27	1,37
175	0,83	1,08	1,21	1,33	1,46
200	0,80	1,10	1,25	1,40	1,55
225	0,78	1,10	1,25	1,40	1,55
250	0,77	1,10	1,25	1,40	1,55
275	0,75	1,10	1,25	1,40	1,55
300	0,73	1,10	1,25	1,40	1,55
325	0,72	1,10	1,25	1,40	1,55
350	0,70	1,10	1,25	1,40	1,55
375	0,68	1,10	1,25	1,40	1,55
400	0,67	1,10	1,25	1,40	1,55
425	0,65	1,10	1,25	1,40	1,55
450	0,63	1,10	1,25	1,40	1,55
475	0,62	1,10	1,25	1,40	1,55
500	0,60	1,10	1,25	1,40	1,55

NOTES:

L is the drainage length of gutter, in millimetres (mm);
W is the design water depth, i.e. full depth of gutter to spillover level for eaves gutters or depth of gutter to spillover level less freeboard allowance for valley and parapet gutters, in millimetres (mm).

La dimensione della gronda è verificata allorquando la massima portata smaltibile Q_L (sia essa relativa ad una gronda lunga o corta) è maggiore della massima portata meteorica ricadente nella copertura Q.

Le portate raccolte dalle grondaie vengono smaltite da bocchettoni di scarico e pluviali.

Per il calcolo dei pluviali si fa riferimento all'equazione di Wyly-Eaton

$$Q_{pluviale} = 2{,}5 \times 10^{-4} \times k_b^{-0.167} \times d_i^{2,667} \times f^{1,667}$$

Dove

K_b è la scabrezza della tubazione assunta pari a 0.25 mm

d_i è il diametro interno della tubazione in mm

f è la percentuale di riempimento posto a pari a 0.33

È possibile quindi determinale la portata smaltibile dal pluviale attraverso la formulazione o tramite l'utilizzo della tabella riportata nella figura seguente (la tabella riporta i diametri standard e le portate determinate con la medesima equazione)

Internal diameter of rainwater pipe, d_i (mm)	Capacity Q_{RWP} (l/s)		Internal diameter of rainwater pipe, d_i (mm)	Capacity Q_{RWP} (l/s)	
	Filling degree $f = 0,20$	Filling degree $f = 0,33$		Filling degree $f = 0,20$	Filling degree $f = 0,33$
50	0,7	1,7	140	11,4	26,3
55	0,9	2,2	150	13,7	31,6
60	1,2	2,7	160	16,3	37,5
65	1,5	3,4	170	19,1	44,1
70	1,8	4,1	180	22,3	51,4
75	2,2	5,0	190	25,7	59,3
80	2,6	5,9	200	29,5	68,0
85	3,0	6,9	220	38,1	87,7
90	3,5	8,1	240	48,0	110,6
95	4,0	9,3	260	59,4	137,0
100	4,6	10,7	280	72,4	166,9
110	6,0	13,8	300	87,1	200,6
120	7,6	17,4	> 300	Use Wyly-Eaton equation	Use Wyly-Eaton equation
130	9,4	21,6			

Sulla base della teoria fin qui esposta sono state determinate i sistemi di smaltimento acque meteoriche dei seguenti elementi

- Pensiline air-side e della cerniera air-side
- Terminal partenze (copertura e piano mezzanino)
- Polo tecnologico

1.1 Dimensionamento rete di smaltimento meteorica Terminal Partenze

Il terminal partenze dell'aeroporto di Lamezia Terme è un edificio di nuova realizzazione che va ad affiancare le funzionalità del terminal aeroportuale esistente. Quest'ultimo verrà rifunzionalizzato a uso esclusivo di terminal arrivi. I due fabbricati, affiancati lungo la direttrice viaria, separano le funzioni di arrivi e partenze in due aree operative separate, migliorando la gestione dei flussi e aumentando le aree a disposizione per incrementare i servizi ai passeggeri.

L'edificio in pianta ha una forma di parallelepipedo, suddiviso internamente da una reticola strutturale iniziale di 20 x 20m, con 10 campate in direzione est-ovest e 4 campate in direzione nord-sud. La griglia totale risulta quindi di 200 x 80m.

Il terminal è composto da due coperture differenziate per quota e materiali. La prima copertura è realizzata con travi in legno lamellare e copertura in grecata metallica. Questa copertura interessa tutte le campate che formano il perimetro del fabbricato. Sui prospetti est e ovest la copertura si sviluppa in continuità tramite un profilo ondulato che raccorda i lati nord e sud. Ciò permette di identificare il fabbricato come un unico volume.

Una seconda copertura è rappresentata dal lastrico solare attestato a quota +7.30m rispetto al piano di calpestio piano terra e occupa tutta la zona centrale. Il mezzanino permette di risolvere molti dei problemi distributivi degli impianti e dei flussi del personale aeroportuale e dei magazzini, evitando

interferenze con il flusso dei passeggeri.

Questa soluzione permette di ottenere una serie di vantaggi e di migliorie che coinvolgono sia aspetti puramente estetici che quelli di benessere recepito e di sostenibilità ambientale.

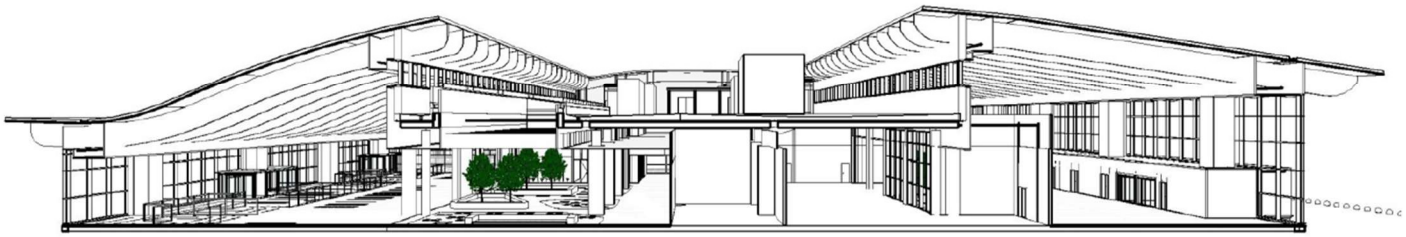


Figura 9-4 Vistra tridimensionale del terminal partenze

Il sistema di gronde in copertura è rappresentato dall'immagine che segue.

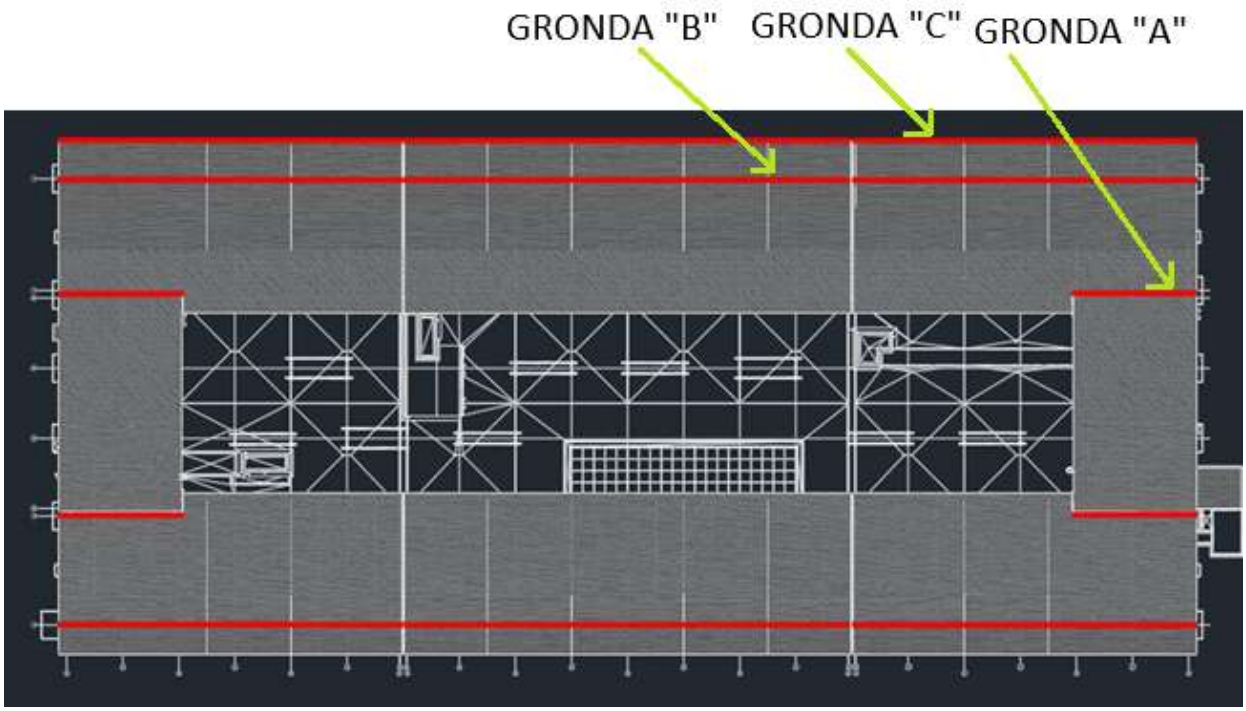


Figura 9-5 Schematizzazione dello smaltimento acque meoteriche in copertura

Il sistema di gronde dell'edificio è progettato per garantire un efficace drenaggio delle acque meteoriche, suddividendo il deflusso tra il lato nord e il lato sud del tetto, in base alla sua conformazione:

Lato Nord: La metà del tetto orientata verso nord è dotata di tre gronde in alluminio, disposte in modo da raccogliere l'acqua man mano che si scende dal punto di colmo verso il punto di minimo.

La gronda sommitale è quindi quella indicata in figura con la lettera "A" ed ha una forma rettangolare di base 80 cm ed altezza 13 cm. La gronda immediatamente più in basso è la gronda "B" delle medesime dimensioni, infine la gronda nel punto di minimo della copertura è la "C", rettangolare con

dimensioni di 60 cm di larghezza e 13 cm in altezza. Le gronde saranno posate con una pendenza del 0,5% orientate verso i punti di scarico (pluviali). I pluviali avranno una distanza massima di circa 20 metri l'uno dall'altro. Questo sistema garantisce una distribuzione uniforme del deflusso, riducendo il carico su ogni singola gronda e prevenendo accumuli d'acqua.

Lato Sud: La metà del tetto orientata verso sud presenta due gronde in alluminio. La prima, sommitale, ha le stesse caratteristiche della gronda "A". Il punto di minimo della copertura, invece, ha una particolare configurazione con due contropendenze che convergono verso una sola gronda centrale. La gronda è rettangolare con dimensioni di 80 cm di altezza per 13 cm di larghezza.

Il sistema di gronde è progettato per gestire il deflusso dell'acqua piovana in modo che venga convogliata in modo rapido e sicuro verso i punti di raccolta o di scarico, evitando ristagni o sovraccarichi che potrebbero compromettere la struttura dell'edificio

Si riporta il calcolo delle portate scolanti sulle coperture

Dati		Gronda C (lato sud)	Gronda A	Gronda B	Gronda C
Area	m2	570	480	466	146
tc	ore	0.25	0.25	0.25	0.25
a		63.21	63.21	63.21	63.21
n		0.494	0.494	0.494	0.494
h	mm	31.87	31.87	31.87	31.87
i	mm/h	127.48	127.48	127.48	127.48
cr	coefficiente di rischio	1	1	1	1
C	coefficiente di scorrimento	1	1	1	1
r	l/s/m2	0.0354	0.0354	0.0354	0.0354
Q	l/s	20.18	17.00	16.50	5.17

Si riporta la verifica idraulica delle gronde

Dati		u.m.	GRONDA A
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
i	pendenza grondaia	%	0.5
l	Larghezza grondaia	m	0.8
L	lunghezza grondaia	m	22
Z	altezza grondaia	m	0.13
a	pelo libero	m	0.039
W	altezza utile	m	0.091
AE	superficie gronda	mm^2	72800
S	larghezza gronda al fondo	m	0.8
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.8
S/T			1
W/T			0.11
L/W			241.76
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.15
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	41.61
Q_N	capacità nominale grondaia		16.65
Q_L	capacità grondaia	l/s	17.23

Dati		u.m.	GRONDA B
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
i	pendenza grondaia	%	0.5
l	Larghezza grondaia	m	0.8
L	lunghezza grondaia	m	22
Z	altezza grondaia	m	0.13
a	pelo libero	m	0.039
W	altezza utile	m	0.091
AE	superficie gronda	mm^2	72800
S	larghezza gronda al fondo	m	0.8
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.8
S/T			1
W/T			0.11
L/W			241.76
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.15
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	41.61
Q_N	capacità nominale grondaia		16.65
Q_L	capacità grondaia	l/s	17.23

Dati		u.m.	GRONDA C (lato nord)
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
i	pendenza grondaia	%	0.5
l	Larghezza grondaia	m	0.4
L	lunghezza grondaia	m	22
Z	altezza grondaia	m	0.13
a	pelo libero	m	0.039
W	altezza utile	m	0.091
AE	superficie gronda	mm^2	36400
S	larghezza gronda al fondo	m	0.4
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.4
S/T			1
W/T			0.23
L/W			241.76
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.15
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	17.50
Q_N	capacità nominale grondaia		7.00
Q_L	capacità grondaia	l/s	7.24

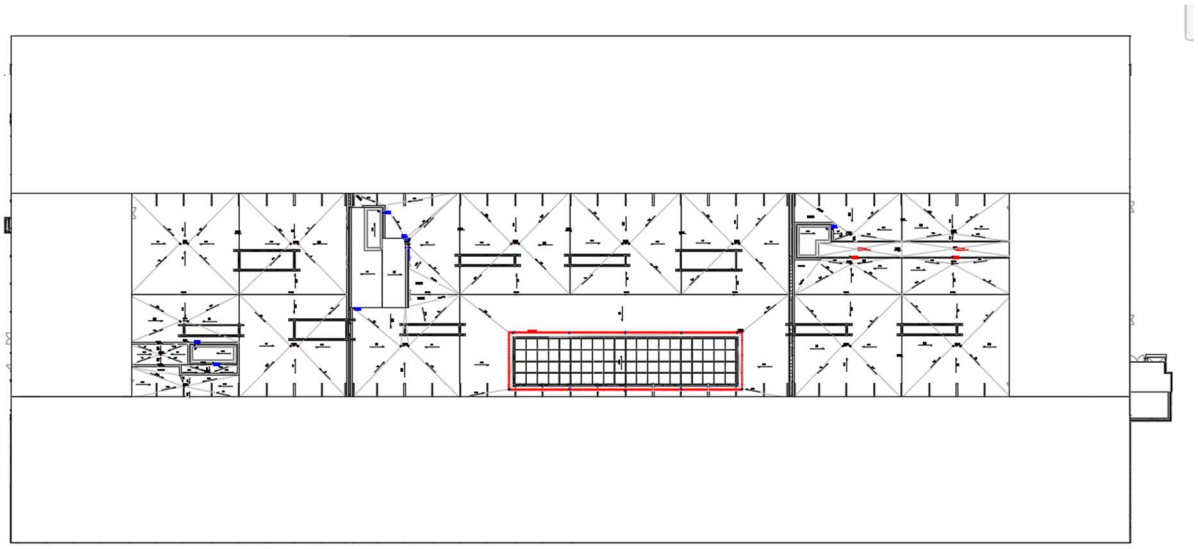
Dati		u.m.	GRONDA C (lato sud)
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
i	pendenza grondaia	%	0.5
l	Larghezza grondaia	m	0.8
L	lunghezza grondaia	m	22
Z	altezza grondaia	m	0.15
a	pelo libero	m	0.045
W	altezza utile	m	0.105
AE	superficie gronda	mm^2	84000
S	larghezza gronda al fondo	m	0.8
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.8
S/T			1
W/T			0.13
L/W			209.52
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.15
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	49.77
Q_N	capacità nominale grondaia		19.91
Q_L	capacità grondaia	l/s	20.60

Per il calcolo del diametro dei pluviali e delle tubazioni interne all'edificio, le portate da smaltire vengono moltiplicate per un coefficiente di rischio pari a 1.5, ciò al fine di garantire un funzionamento libero anche per tempi di ritorno superiori a quelli di progetto.

Dati	u.m.	Pluviale gronda C (lato sud)	Pluviale gronda C (lato nord)	Pluviale gronda A	Pluviale Gronda B
f		0.33	0.33	0.33	0.33
Q (l/s)	l/s	30.28	7.75	25.50	24.75
kb	mm	0.25	0.25	0.25	0.25
D pluviale (Wyly-Eaton)	mm	148	89	139	137

Il diametro minimo utilizzato per i pluviali onde evitare problemi di intasamento è il DN110. Si utilizza quindi un DN110 per i pluviali della gronda C (lato nord) ed un DN200 per i pluviali delle gronde A e B (lato nord) e C (lato sud). Si osserva che i diametri dei pluviali sono tutti superiori al limite imposto dal calcolo.

Oltre alla copertura viene dimensionato il piano mezzanino che è costituito da una copertura piana. Per poter evacuare l'acqua del piano mezzanino sono state definite le pendenze della copertura verso i bocchettoni di scarico che convogliano ai pluviali.



Per il piano mezzanino sono stati utilizzati pluviali DN160 per gli scarichi della pavimentazione, DN125 per i pluviali dei locali fuori terra.

Un pluviale DN160 riesce ad evacuare, con un riempimento di 0,33 una portata massima di 37,5 l/s. Poiché la massima area drenata dal mezzanino da un singolo pluviale è circa 178 m^2 , al quale corrisponde una portata (considerando un coefficiente di rischio pari ad 1,5) di 14,50 l/s il diametro scelto risulta ampiamente sufficiente.

Le coperture dei locali in mezzanino hanno superfici esigue, con superfici massime di circa 60 m^2 al quali corrispondono portate dell'ordine dei 5 l/s. Stante che un pluviale del DN125 riesce a smaltire portare dell'ordine di 19 l/s, anche la scelta del diametro 125 mm è ampiamente cautelativa.

All'interno del piano mezzanino è previsto anche un lucernario le cui acque perimetrali vengono convogliate verso i punti di scarico con una pendenza del 0,3% attraverso una canaletta di altezza 16 cm e larghezza 25 cm.

L'area del lucernario è circa 1087 m^2 e lo scarico è previsto in tre punti attraverso dei pluviali DN140 mm. Per cui l'area drenata da ogni porzione di canaletta/pluviale di scarico è circa 363 m^2

La portata da smaltire è quindi circa 13 l/s

Dati		Gronda C(lucernario)
Area	m2	363
tc	ore	0.25
a		63.21
n		0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	12.85

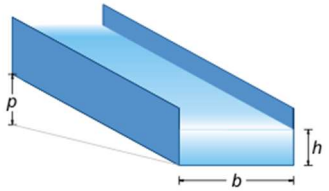
La canaletta riesce a smaltire circa 36,6 l/s mentre il pluviale DN140 riesce a smaltirne 26,3 l/s (da tabella normativa)

Dati di calcolo

b	0.25	m	= Larghezza del canale
h	0.16	m	= Spessore del battente d'acqua
p	0.003	m/m	= Pendenza
c	0.10		= Scabrezza

Calcola Reset

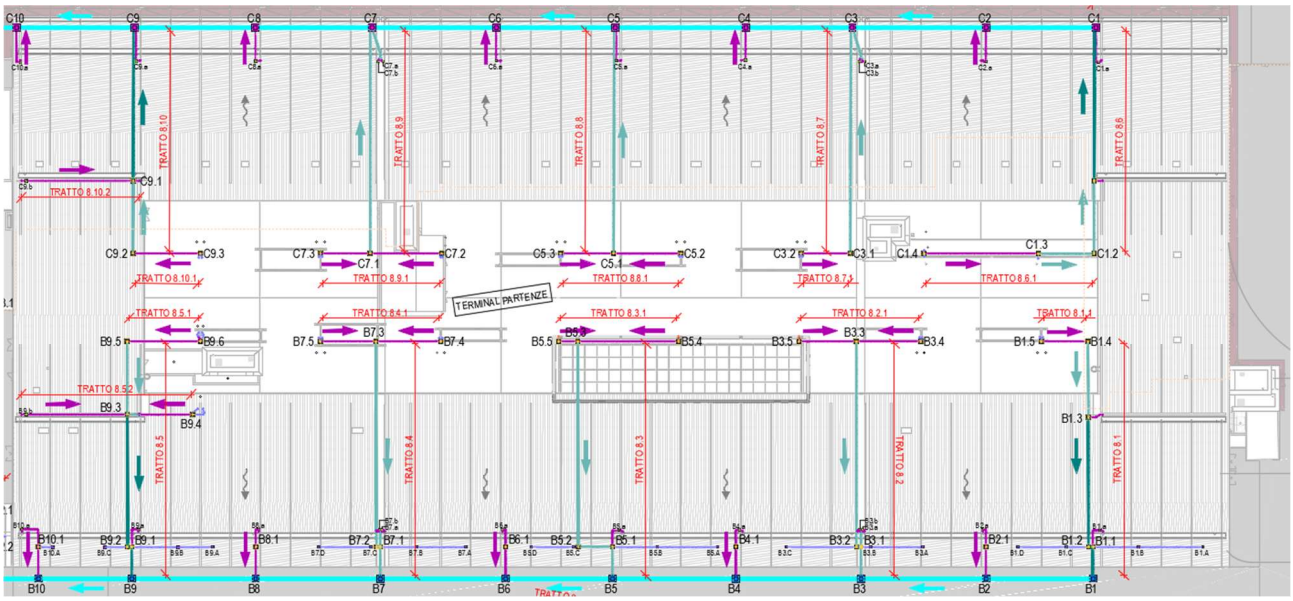
Q	0.0366558	m^3/s	= **Portata del canale**



Scabrezza relativa all'alveo:

0.05 Plastica con giunti ben raccordati
0.10 Cemento lisciato o metallico
0.15 Cemento grossolano, muratura regolare
0.30 Cemento con ciottoli di fiume infissi
0.35 Cemento degradato, muratura grezza

Vengono quindi dimensionate le tubazioni posate all'interno della pavimentazione del terminal partenze che raccolgono le acque captate dai pluviali dalla copertura e dal piano mezzanino.



La portata massima che ciascun condotto può smaltire è stata calcolata tramite la formula di Chezy:

$$Q = K_s \cdot R^{1/6} \cdot A_b \cdot C \cdot i$$

dove:

- K_s: coefficiente di Stricker pari a 90 ($m^{-1/3}s$);
- R: raggio idraulico (m);
- A_b: area bagnata (m^2);
- C: contorno bagnato (m);
- i: pendenza del fondo (m/m).
-

Il massimo grado di riempimento imposto è pari al 70%.

Si verifica quindi che la portata smaltibile dal condotto con un grado di riempimento massimo del 70% sia superiore alla portata afferente dal sistema di smaltimento in copertura.

Tratto 8.9 e per analogia Tratto 8.8

Si procede al calcolo delle portate afferenti

Area sottesa da pozzetto C5.3		
Area	m2	364
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	19.33

Area sottesa da pozzetto C5.2		
Area	m2	364
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354

Calcolate le portate afferenti a ciascun pozzetto si verificano le tubazioni.

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
C5.3	C5.1	19.33	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.36
C5.2	C.51	19.33	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.36
C5.1	C.5	38.67	0.297	90	0.003	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51

Come si osserva le massime portate convogliabili con un riempimento delle condotte pari al 70% sono sempre superiori alle massime portate afferenti

Tratto 8.6

Area sottesa da pozzetto C1.4		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto C1.3		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto C1.1 (da gronda della copertura)		
Area	m2	490
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	26.03

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
C1.4	C1.3	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
C1.3	C1.2	37.71	0.297	90	0.005	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	65.21
C1.2	C1	37.71	0.297	90	0.005	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	65.21
C1.1	C.1	63.74	0.377	90	0.003	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	95.41

Tratto 8.10

Area sottesa da pozzetto C9.3		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto C9.1 (area della gronda della copertura)		
Area	m2	490
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	26.03

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
C9.b	C9.1	26.03	0.188	90	0.010	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	27.24
C9.3	C9.2	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
C9.2	C9.1	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
C9.1	C9	44.88	0.377	90	0.003	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	95.41

Tratto 8.7

Area sottesa da pozzetto C3.2		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
C3.2	C3.1	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
C3.1	C3	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26

Tratto 8.1

Area sottesa da pozzetto B1.5		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto B1.1 (DA b1.a, area sottesa (da gronda copertura area A)		
Area	m2	490
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	26.03

Area sottesa da pozzetto B1.3 (da gronda copertura area B (428mq) + area C(157mq))		
Area	m2	585
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	31.07

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B1.5	B1.4	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B1.4	B1.3	18.86	0.188	90	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B1.3	B1.1/B1.	49.93	0.377	90	0.003	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	95.41
B1.1	B1	75.95	0.377	90	0.010	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	174.20

Tratto 8.2

Area sottesa da pozzetto B3.5 (mezzanino, area canaletta)		
Area	m2	560
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	29.74

Area sottesa da pozzetto B3.4		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto da pozzetto B3.1 (da gronda copertura)		
Area	m2	1234
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	65.54

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B3.5	B3.3	29.74	0.297	90	0.300	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51
B3.4	B3.3	18.86	0.188	90	0.500	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B3.3	B3.2/B3.	48.60	0.297	90	0.300	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51
B3.1	B3	114.14	0.297	90	1.600	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	116.65

Tratto 8.4

Area sottesa da pozzetto B7.5		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto B7.4		
Area	m2	355
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	18.86

Area sottesa da pozzetto da pozzetto B7.1 (da gronda copertura)			
Area	m2		1234
tc	ore		0.25
a	(TR 50 anni)		63.21
n	(TR 50 anni)		0.494
h	mm		31.87
i	mm/h		127.48
cr	coefficiente di rischio		1.5
C	coefficiente di scorrimento		1
r	l/s/m2		0.0354
Q	l/s	65.54	

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B7.5	B7.3	18.86	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B7.4	B7.3	18.86	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B7.3	B7.2/B7.	37.71	0.297	90	0.300	0.003	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51
B7.1	B7	103.26	0.297	90	3.000	0.030	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	159.73

Tratto 8.5

Area sottesa da pozzetto B9.3			
Area	m2		490
tc	ore		0.25
a	(TR 50 anni)		63.21
n	(TR 50 anni)		0.494
h	mm		31.87
i	mm/h		127.48
cr	coefficiente di rischio		1.5
C	coefficiente di scorrimento		1
r	l/s/m2		0.0354
Q	l/s	26.03	

Area sottesa da pozzetto B9.4			
Area	m2		110
tc	ore		0.25
a	(TR 50 anni)		63.21
n	(TR 50 anni)		0.494
h	mm		31.87
i	mm/h		127.48
cr	coefficiente di rischio		1.5
C	coefficiente di scorrimento		1
r	l/s/m2		0.0354
Q	l/s	5.84	

Area sottesa da pozzetto da pozzetto B9.1 (da gronda copertura)			
Area	m2		612
tc	ore		0.25
a	(TR 50 anni)		63.21
n	(TR 50 anni)		0.494
h	mm		31.87
i	mm/h		127.48
cr	coefficiente di rischio		1.5
C	coefficiente di scorrimento		1
r	l/s/m2		0.0354
Q	l/s	32.51	

Area sottesa da pozzetto B9.6			
Area	m2		245
tc	ore		0.25
a	(TR 50 anni)		63.21
n	(TR 50 anni)		0.494
h	mm		31.87
i	mm/h		127.48
cr	coefficiente di rischio		1.5
C	coefficiente di scorrimento		1
r	l/s/m2		0.0354
Q	l/s	13.01	

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B9.6	B9.5	13.01	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B9.5	B9.3	13.01	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B9.b	B9.3	26.03	0.188	90	1.000	0.010	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	27.24
B9.4	B9.3	5.84	0.188	90	1.000	0.010	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	27.24
B9.3	B9.2/B9.	44.88	0.377	90	0.300	0.003	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	95.41
B9.1	B9	77.39	0.377	90	5.000	0.050	70.000	0.264	0.083	0.747	0.112	389.52

Tratto 8.3

Area sottesa da pozzetto B5.5		
Area	m2	280
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	14.87

Area sottesa da pozzetto B5.4		
Area	m2	280
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	14.87

Area sottesa da pozzetto da pozzetto B5.1 (da gronda copertura)		
Area	m2	612
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	32.51

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B5.5	B5.3	14.87	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B5.4	B5.3	14.87	0.188	90	0.500	0.005	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	19.26
B5.3	B5.2	29.74	0.297	90	0.300	0.003	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51
B5.2	B5.1	29.74	0.297	90	0.300	0.003	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	50.51
B5.1	B.5	62.25	0.297	90	2.000	0.020	70.000	0.208	0.052	0.589	0.088	130.42

9.1. Dimensionamento rete di smaltimento meteorica pensiline Air-side, cerniera e BHS

Le due pensiline air-side sono costituite da una copertura in lamiera grecata di superficie di circa 2000 m^2.

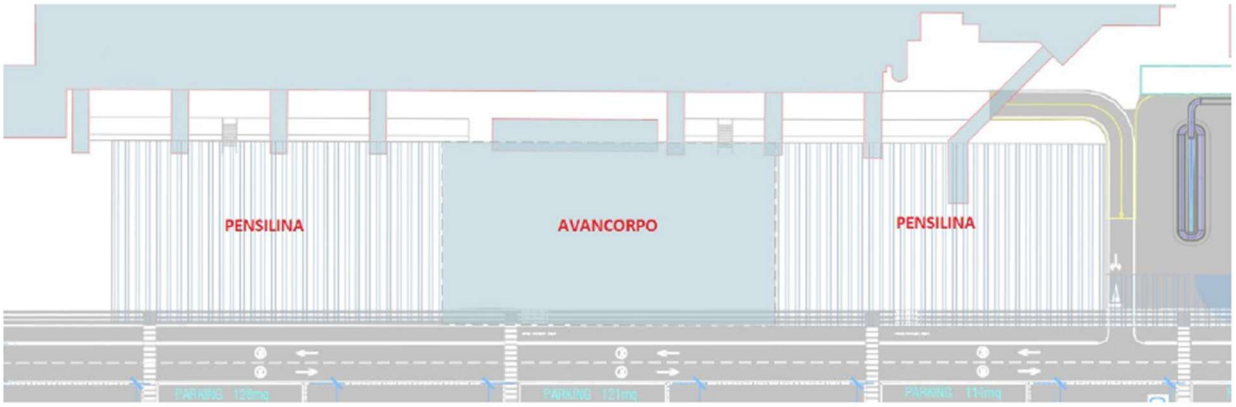


Figura 9-6 Pensiline lato air-side

L'acqua è raccolta nel suo punto di minimo attraverso una gronda rettangolare in alluminio di altezza 13 cm e larghezza 50 cm. La lunghezza complessiva della gronda è di circa 60 metri ed ha pendenza rivolta verso i punti di scarico, costituiti da 7 pluviali DN160. La superficie quindi drenata dal singolo tratto di gronda è di circa 285 m^2

Dati		Pensilina
Area	m2	285
tc	ore	0.25
a		63.21
n		0.494
h	mm	31.869
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	10.09

Si riporta quindi il dimensionamento della gronda e dei pluviali

Dati		u.m.	Pensilina
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
l	Larghezza grondaia	m	0.5
L	lunghezza grondaia	m	8.57
Z	altezza grondaia	m	0.13
a	pelo libero	m	0.0399
W	altezza utile	m	0.0931
AE	superficie gronda	mm^2	46550
S	larghezza gronda al fondo	m	0.5
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.5
L/W			92.07
W/T			0.19
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.12
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	23.79462422
Q_N	capacità nominale grondaia		9.99
Q_L	capacità grondaia	l/s	10.1

Dati	u.m.	Pensilina
kb		0.25
f		0.33
K_0		1
Coeff. di rischio r		1.5
Q (l/s)	l/s	15.14
D pluviale (Wyly-Eaton)	mm	114

Come si può osservare sia la gronda che i pluviali risultano dimensionati correttamente

Fra il terminal partenze e le pensiline airside è presente una pensilina di raccordo e di protezione dei percorsi pedonali esterni dei passeggeri in spostamento fra i terminal e le piazzole di sosta degli aeromobili. Data la sua funzione viene denominata da qui in avanti come pensilina cerniera.

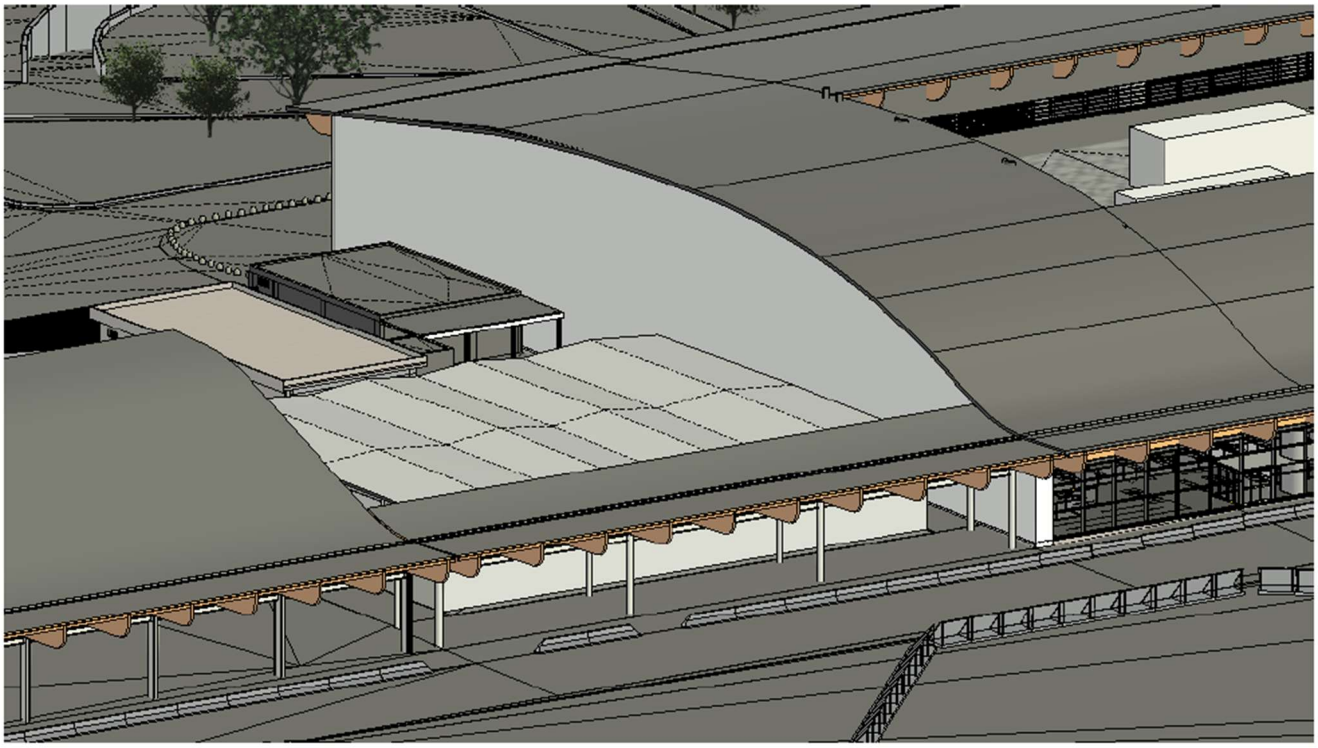


Figura 9-7 Vista tridimensionale cerniera

Per quanto riguarda la cerniera, la copertura è costituita da una lamiera grecata di superficie di circa 500 m^2. Nel punto di minimo è prevista una gronda con pendenza del 0,5% che dalla mezzeria della copertura convoglia le acque meteoriche verso due pluviali disposti ai lati terminali opposti DN160. La gronda ed i pluviali drenano quindi una superficie afferente di 250 m^2. Si riportano la portata da smaltire

Dati		Cerniera
Area	m2	250
tc	ore	0.25
a		63.21
n		0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	8.85

Si riportano quindi i dimensionamenti effettuati

Dati		u.m.	Cerniera
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
l	Larghezza grondaia	m	0.5
L	lunghezza grondaia	m	23.00
Z	altezza grondaia	m	0.13
a	pelo libero	m	0.039
W	altezza utile	m	0.091
AE	superficie gronda	mm^2	45500
S	larghezza gronda al fondo	m	0.5
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.5
L/W			252.75
W/T			0.18
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.12
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	23.12562558
Q_N	capacità nominale grondaia		9.71
Q_L	capacità grondaia	l/s	9.8

Dati	u.m.	Cerniera
kb		0.25
f		0.33
K_0		1
Coeff. di rischio r		1.5
Q (l/s)	l/s	13.28
D pluviale (Wyly-Eaton)	mm	109

Infine, per quanto riguarda l'edificio del polo tecnologico l'intervento architettonico si limita alle recinzioni e ai locali tecnici composti da un fabbricato di un piano fuori terra a copertura piana. È presente una pensilina con copertura in lamiera grecata a protezione dei serbatoi delle pompe di calore.

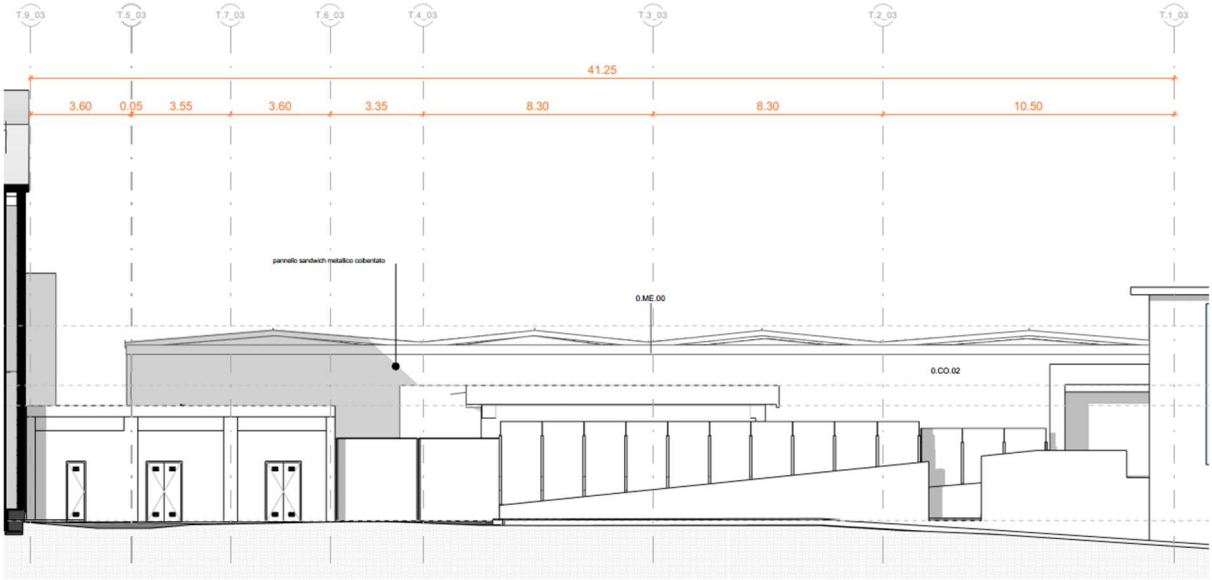


Figura 9-8 Vista prospettica del polo tecnologico

La copertura ha una superficie di circa 1215 m^2. Stante le pendenze della copertura, i quattro pluviali ai quattro angoli della copertura drenano una superficie di circa 76 m^2. I pluviali invece disposti nel perimetro interno della copertura, tre sul lato nord e tre sul lato sud, drenano una superficie di circa 152 m^2. La portata drenata da ciascuno dei pluviali del perimetro interno è quindi pari ad 8.07 l/s (considerando un coefficiente di rischio amplificativo pari a 1.5). Per tale motivo viene utilizzato un diametro minimo pari a DN110.

La portata drenata da ciascuno dei pluviali agli angoli è pari a 4.04 l/s (considerando un coefficiente di rischio amplificativo pari a 1,5). Stante la configurazione dei pluviali, tale per cui i pluviali disposti agli angoli ricevono anche le acque captate dal pluviale DN110 immediatamente accanto proveniente dal perimetro interno, si sommano ai 4,04 l/s anche gli 8.07 l/s, ottenendo una portata massima di 12.11 l/s. In questo caso viene utilizzato un diametro DN160

Dati	u.m.	Polo tecnologico (DN 160)	Polo tecnologico (DN110)
kb		0.25	0.25
f		0.33	0.33
K_0		1	1
Coeff. di rischio r		1.5	1.5
Q (l/s)	l/s	12.11	8.07
D pluviale (Wyly-Eaton)	mm	105	90

Dati		Polo tecnologico (pluviali DN110 perimetro interno)	Polo tecnologico (pluviali DN160 angoli)
Area	m2	152	76
tc	ore	0.25	0.25
a		63.21	63.21
n		0.494	0.494
h	mm	31.87	31.87
i	mm/h	127.48	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1	1
r	l/s/m2	0.0354	0.0354
Q	l/s	8.07	12.11

Viene infine dimensionata la gronda all'estremità est ed ovest della copertura, considerando per il calcolo, analogamente a quanto fatto per le altre gronde, il coefficiente di rischio pari ad 1.

La gronda avrà dimensioni 0.34x0.08 m

Dati		Polo tecnologico (gronda)
Area	m2	76
tc	ore	0.25
a		63.21
n		0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	2.69

Dati		u.m.	Polo tecnologico
R/C	Tipologia grondaia		rettangolare
l	Larghezza grondaia	m	0.34
L	lunghezza grondaia	m	15.00
Z	altezza grondaia	m	0.08
a	pelo libero	m	0.025
W	altezza utile	m	0.055
AE	superficie gronda	mm^2	18700
S	larghezza gronda al fondo	m	0.5
T	larghezza gronda sul pelo libero	m	0.5
L/W			272.73
W/T			0.11
Tipologia grondaia	-		lunga
F_L	coefficiente di capacità (per gronda lunga)		1.12
F_D	coefficiente di altezza (per gronda trap)		0.4
F_s	coefficiente di forma (per gronda trap)		1
Q_{SE}	capacità equivalente di una gronda quadrata	l/s	7.609940342
Q_N	capacità nominale grondaia		3.20
Q_L	capacità grondaia	l/s	3.2

Una volta dimensionati gli elementi in copertura si dimensionano le reti interne all'edificio che convogliano le acque provenienti dai pluviali, analogamente a quanto fatto con le reti del terminal partenze

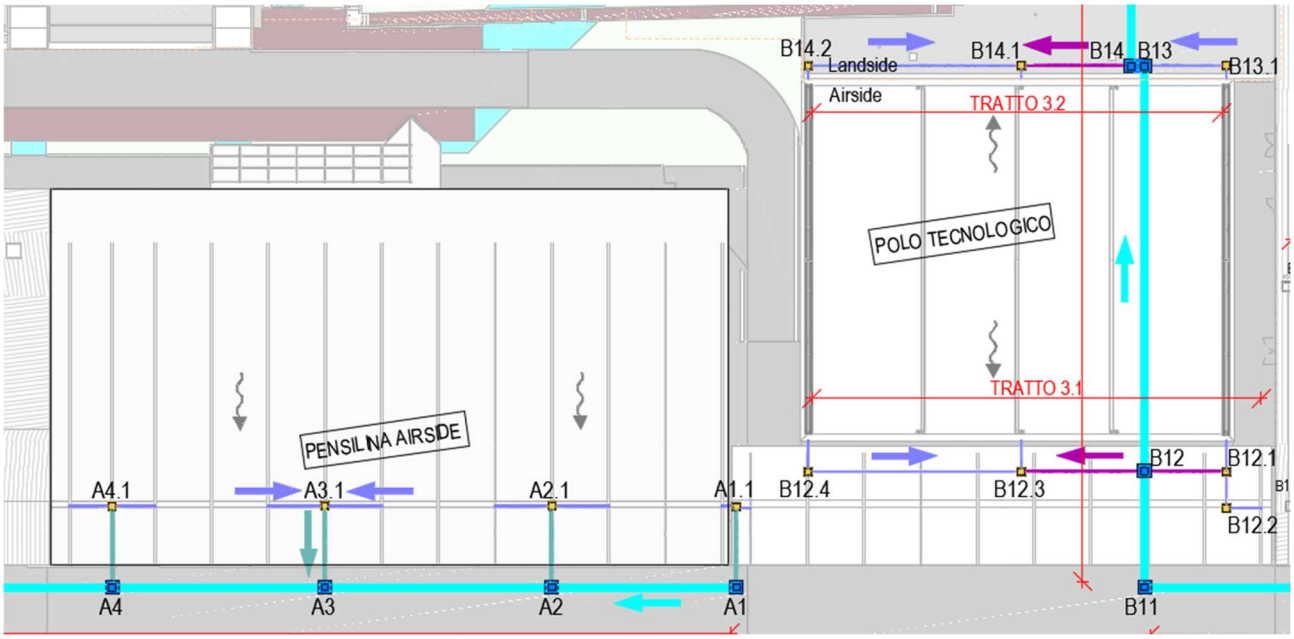


Figura 9-9 Reti di scarico pluviali al piano pavimento

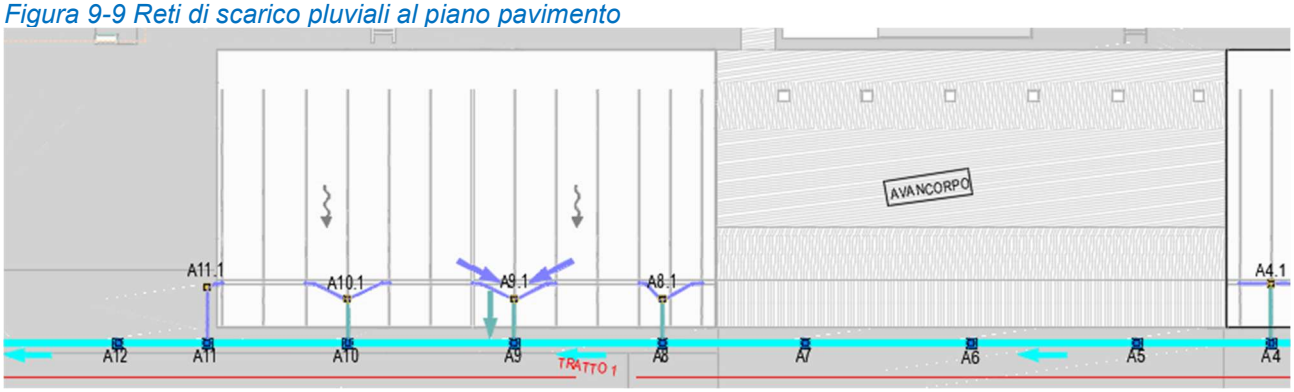


Figura 9-10 Reti di scarico pluviali al piano pavimento

Tratto A4 analogo al tratto A11, A10, A9 e A8

Come si osserva dalla figura al pozzetto al piano pavimento giungono una coppia di pluviali della copertura della pensilina. Poiché il singolo pluviale, come riportato nel dimensionamento, drena circa 285 m^2, la portata di calcolo sarà quella derivante dal doppio di tale area, cioè 570 m^2.

Area sottesa da pozzetto A4.1		
Area	m2	570
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	30.28

Si riporta quindi il dimensionamento della tubazione

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
A4.1	A4	30.28	0.188	90	5.000	0.050	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	60.91

Come si può osservare a fronte di una portata pari a 30.28 l/s, la tubazione riesce a collettare circa 61 l/s considerando un riempimento massimo del 70%.

Tratto A1

Al tratto A1 giunge sia l'acqua di un pluviale della pensilina che l'acqua di metà copertura drenato dal pluviale della cerniera. Il pluviale della cerniera, come esposto già nel dimensionamento, drena circa 250 m^2 mentre il pluviale della pensilina 285 m^2. L'area totale è quindi 535 m^2. Poiché la tubazione presenta le stesse caratteristiche del tratto A4 (tubazione DN200 con pendenza del 5%) e stante che l'area drenata è inferiore (e quindi la portata), la tubazione risulta verificata.

Tratto 3.1 analogo al tratto 3.2

Area sottesa da pozzetto B12.4		
Area	m2	228
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	12.11

Area sottesa da pozzetto B12.3		
Area	m2	152
tc	ore	0.25
a	(TR 50 anni)	63.21
n	(TR 50 anni)	0.494
h	mm	31.87
i	mm/h	127.48
cr	coefficiente di rischio	1.5
C	coefficiente di scorrimento	1
r	l/s/m2	0.0354
Q	l/s	8.07

Da	A	Q afferente (l/s)	Diametro interno (m)	K Strikler (m^1/3/s)	i (%)	i (m/m)	%riempimento	h (m)	Area bagnata (m2)	Contorno bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Q (l/s)
B12.4	B12.3	12.11	0.151	90	1.000	0.010	70.000	0.106	0.013	0.299	0.045	15.18
B12.3	B12	20.18	0.188	90	1.000	0.010	70.000	0.132	0.021	0.373	0.056	27.24

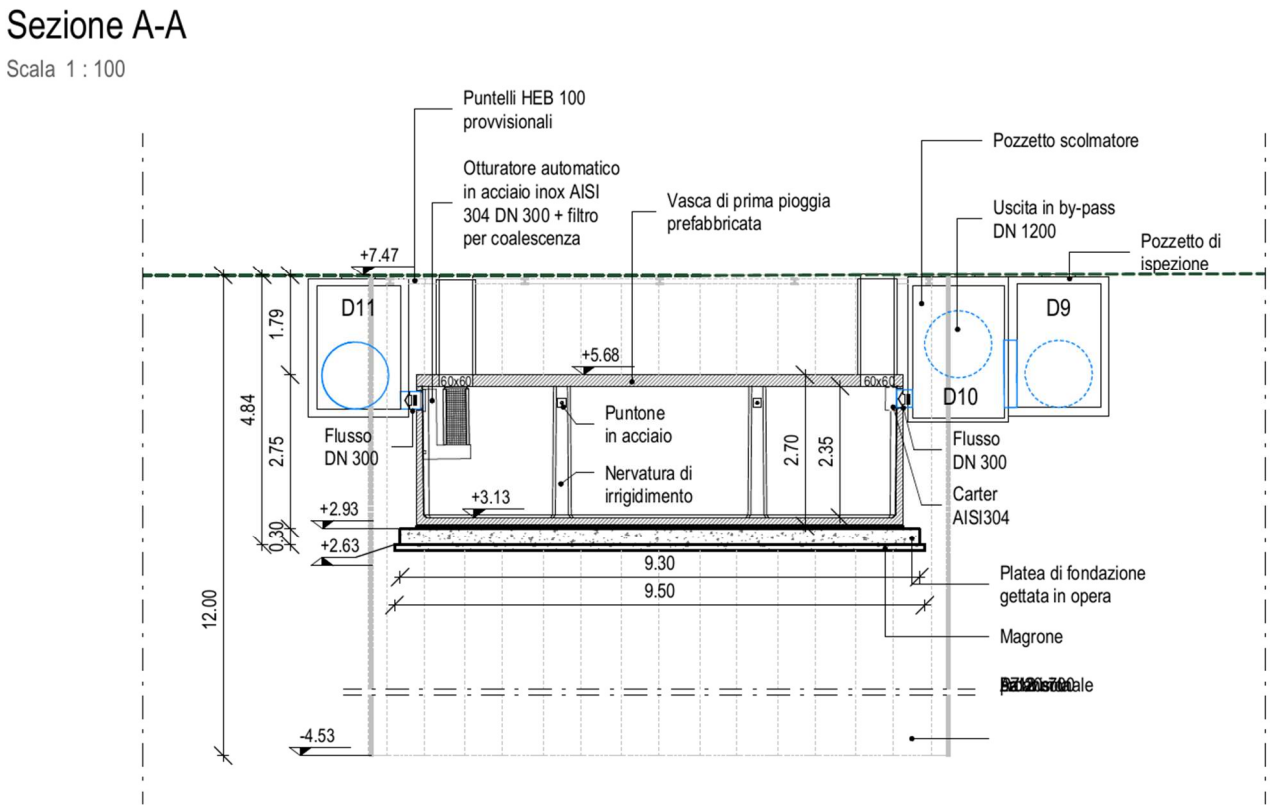
10. DIMENSIONAMENTO VASCA DI PRIMA PIOGGIA

Prima del recapito nel corso d'acqua superficiale viene previsto il trattamento delle acque di prima pioggia.
Con il termine "acque di prima pioggia" vengono definite le quantità di acqua piovana precipitata nei primi 15 minuti dell'evento meteorico, per tali quantità viene definito un valore di riferimento che Solitamente è di 5 mm in tutta la superficie interessata. Queste acque di prima pioggia devono essere separate dalle "acque di seconda pioggia" (precipitate nei 15 minuti successivi) e trattate prima del rilascio finale, poiché per dilavamento trascinano gli elementi inquinanti presenti sulla superficie scolante.
Per calcolare la portata di prima pioggia si è fatto quindi riferimento alle superfici carrabili ed ai parcheggi: via dell'Airone, Via Rodolfo Imbrogno, zona dei parcheggi ad est del terminal partenze, superficie carrabile lato air-side.
Tale superficie ammonta a circa 12.000 m^2 per cui applicando la normativa

$$Q = \frac{S_{carrabile}\ m^2\ x\ 5\ mm}{15\ min}$$

Tale portata è pari quindi a circa 67 l/s.

Viene quindi scelto di utilizzare una vasca di prima pioggia dalla portata di 72 l/s dotato di dissabiatore e disoleatore.



11. DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Prima dello scarico al corpo idrico ricettore, le acque depurate di prima pioggia e quelle di seconda pioggia, giungono ad un impianto di sollevamento per essere portate ad una quota superiore al fondo del canale, affinché lo scarico avvenga senza rigurgiti.
Per la realizzazione dell'impianto di sollevamento è stata dimensionata una vasca che fungesse anche da volano tra la portata in arrivo dal terminal e la portata sollevata e scaricata al corpo idrico.
Per poter dimensionare il volume della vasca si è determinato anzitutto lo ietogramma di progetto (sia lordo che netto), successivamente tramite un modello di trasformazione afflussi netti – deflussi si è rappresentato l'idrogramma complessivo Q_e in corrispondenza della sezione di chiusura della rete di acque meteoriche, in ingresso alla vasca di sollevamento.
Lo ietogramma utilizzato è quello di tipo Chicago con una durata pari al tempo di corrivazione della rete, che per il tratto 7 è pari a circa 37 minuti. A favore di sicurezza non viene considerato, nella stima del tempo di corrivzione, l'ingresso all'impianto di prima pioggia, a valle del tratto 7 ed a monte del sollevamento.
Lo ietogramma Chicago rappresenta una pioggia critica per tutte le durate, nel senso che a tutte le durate corrisponde la stessa probabilità cumulata. Quindi nel dimensionamento di un'opera idraulica è possibile utilizzare lo stesso ietogramma Chicago per le varie sezioni prescindendo dalla durata critica associata ad ogni sezione. D'altra parte, poiché nella realtà un evento pluviometrico che è critico per una certa durata d non è necessariamente critico per tutte le altre durate, l'altezza complessiva dello ietogramma Chicago è superiore a quella di ciascuno degli eventi reali, che risultano critici per le diverse durate. Di conseguenza, nei problemi in cui, oltre alle intensità, contano anche i volumi di pioggia, lo ietogramma Chicago, risulta più gravoso di ciascuno degli eventi reali che costituiscono il caso critico. Ai fini della trasformazione afflussi-deflussi, allo ietogramma Chicago corrisponde, quindi, un tempo di ritorno maggiore di quello nominale della curva di probabilità pluviometrica dalla quale è stato ricavato. Per questo motivo l'utilizzo dello ietogramma Chicago permette di svolgere i calcoli in favore di sicurezza.
Operativamente si fissa una posizione del picco di intensità r ed una durata dell'evento tp pari o leggermente superiore al tempo di corrivazione del bacino in esame.
Nei calcoli pratici è spesso conveniente rappresentare gli ietogrammi in forma discreta mediante un istogramma, cioè, suddividendo la durata complessiva in intervalli di tempo finiti Δt all'interno dei quali l'intensità di precipitazione sia costante. La procedura di discretizzazione consiste nel calcolare l'intensità media di ciascun intervallo di tempo Δt;

$$\overline{i_1} = \frac{a}{\Delta t}\frac{{t_a}^n(i+1) - {t_a}^n(i)}{r^{n-1}}$$

$$\overline{i_2} = \frac{a}{\Delta t}\frac{{t_s}^n(i) - {t_s}^n(i+1)}{(1-r)^{n-1}}$$

Dove a, n sono i parametri caratteristici della curva di probabilità pluviometrica derivanti dallo studio idrologico, ta è pari a r*tp e ts è pari a tp-ta, dove tp e r sono i termini già introdotti.
L'intensità media risultante i è data dalla somma di $\overline{i_1}$ e $\overline{i_2}$.
In particolare, è stata utilizzata una durata della pioggia pari a 37 minuti, come il tempo di corrivazione della rete. Inoltre, il tempo di picco è stato imposto in posizione centrale rispetto alla durata complessiva dell'evento.
Sulla base di questa impostazione è stato ottenuto lo ietogramma di pioggia lordo

Per lo ietogramma sono stati utilizzati i parametri a ed n con tempi di ritorno di 50 anni, come per il dimensionamento delle reti, un picco in posizione centrale ed un time step pari ad 1 minuto. Per la trasformazione a ietogramma netto si è utilizzato un coefficiente di afflusso pari a 0.9.
Di seguito si riporta lo ietogramma ottenuto

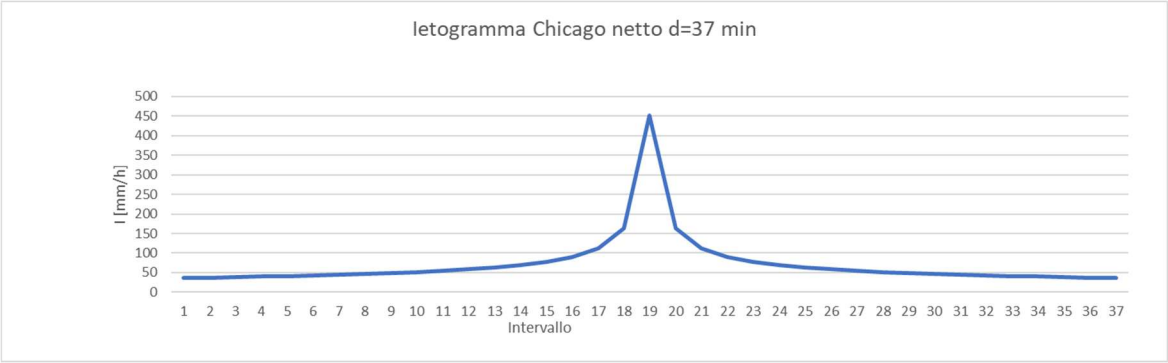


Figura 11-1 Ietogramma Chicago netto

Per costruire l'idrogramma conseguente ad un certo ietogramma occorre procedere con un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi. In particolare, nell'ambito di questo progetto è stato utilizzato il metodo cinematico della corrivazione.
Il metodo della corrivazione si basa su alcune ipotesi semplificative fondamentali così espresse:
• la formazione della piena è dovuta unicamente a un fenomeno di trasferimento della massa liquida;
• ogni singola goccia si muove sulla superficie seguendo un percorso immutabile che dipende dal punto di caduta;
• la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce;
• la portata defluente si ottiene sommando tra di loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano contemporaneamente alla sezione di chiusura.
L'applicazione di questo modello richiede la valutazione preliminare di una grandezza fondamentale che è il tempo di corrivazione, il cui valore è stato computato nei paragrafi precedenti.
Tale tempo per le ipotesi fatte sarà costante durante tutto l'evento, anzi indipendente da esso. Unendo i punti del bacino caratterizzati dallo stesso tempo di corrivazione si ottengono le linee isocorrive.
La conoscenza delle linee isocorrive consente di costruire la curva area-tempi del bacino, che è la curva che fa corrispondere ad un dato valore del tempo di corrivazione l'area del bacino contribuente e rappresenta, di fatto, la risposta idrologica del bacino.
A tal proposito, considerando che trattasi di bacini urbani, sono state utilizzate delle curve area tempi del tipo lineare che assimila perciò i bacini ad una forma rettangolare (si veda Figura 11-2).

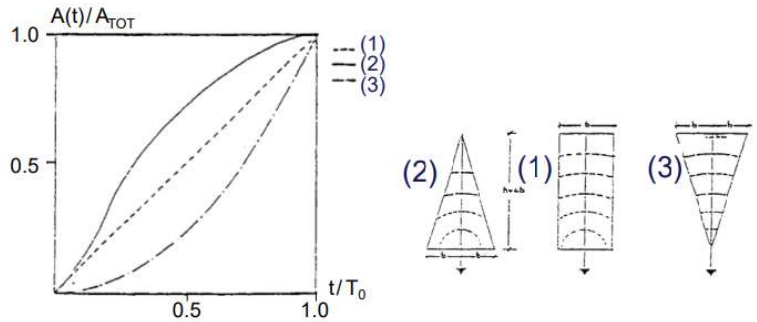


Figura 11-2 - Curva area tempi in funzione della forma del bacino

Nella pratica, calcolato il tempo di corrivazione del singolo bacino andrà suddiviso in un numero n di intervalli interi. Per ciascuno di questi intervalli si potranno definire le intensità di pioggia e le corrispondenti aree contribuenti delimitate da due successive isocorrive.
In questi termini se si indicano con "i" le intensità di pioggia che si leggono dallo ietogramma di progetto, i valori di portata, pari al prodotto dell'intensità di pioggia i-esima per la relativa superficie isocorriva, si otterranno sommando i contributi delle singole aree; ricordando che l'idrogramma di piena complessivo avrà una durata pari al tempo di corrivazione massimo del bacino più il tempo

relativo alla durata della pioggia stessa.
Le equazioni generali di riferimento sono, in forma discretizzata, le seguenti

$$\begin{cases} q_k = \sum_{j=1}^{k} p_j \cdot IUH_{k-j+1} \cdot \Delta t \\ p_j = \frac{2{,}78}{1000} \cdot i_{n,j} \cdot A \\ IUH_{k-j+1} = \frac{1}{A} \cdot \frac{A_{k-j+1}}{\Delta t} \end{cases}$$

Dove

q_k $[m^3/s]$: portata all'istante di tempo $t = k \cdot \Delta t$

p_j $[m^3/s]$: volume di pioggia netta all'istante di tempo $t = j \cdot \Delta t$

$i_{n,j}$ $[mm/ora]$: intensità di pioggia netta all'istante di tempo $t = j \cdot \Delta t$

Δt $[ore]$: intervallo di tempo considerato, pari ad 1 minuto

IUH_{k-j+1} $[-]$: idrogramma istantaneo unitario all'istante di tempo $t = (k - j + 1) \cdot \Delta t$

A_{k-j+1} $[ha]$: porzione di bacino alla sezione di chiusura all'istante di tempo $t = (k - j + 1) \cdot \Delta t$

A $[ha]$: area totale dell'intervento

Si riporta il relativo idrogramma ottenuto.

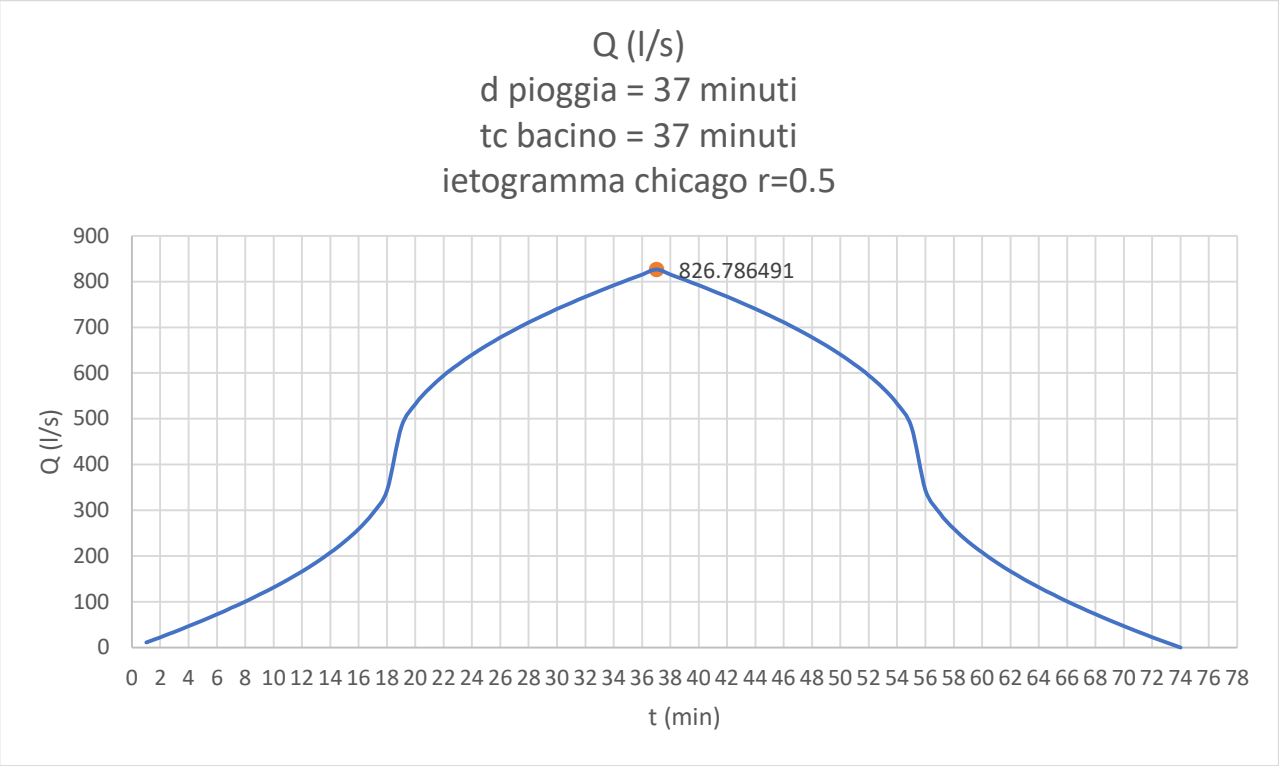


Figura 11-3 Idrogramma di piena per T= 50 anni

Come si osserva all'istante temporale pari a 37 minuti, ovvero il tempo di corrivazione della rete, si verifica il colmo di piena pari a circa 827 l/s, che coincide con la portata massima utilizzata per il dimensionamento del collettore finale.
A fronte di una portata massima di 827 l/s è stato dimensionato un impianto con un pompaggio massimo di 600 l/s, si è reso quindi necessario determinare il volume di accumulo.

Per fare ciò è stato determinato, istante per istante, con un time step pari ad 1 minuto, il volume di ingresso derivante dall'idrogramma di piena ed il volume in uscita dal sistema di pompaggio.
È stato assunto un valore di portata sollevata massima pari a 600 l/s.
Il massimo volume di invaso è dato dal massimo valore di tutti i volumi d'acqua invasati in tutti gli intervallo di tempo i-esimi

t (min)	Q (l/s) ingresso	Q (l/s) uscita	V ingresso (m3)	V uscita (m3)	DV invasato (m3)
1.00	11.18	600.00	0.67	36.00	0.00
2.00	22.70	600.00	1.36	36.00	0.00
3.00	34.57	600.00	2.07	36.00	0.00
4.00	46.84	600.00	2.81	36.00	0.00
5.00	59.54	600.00	3.57	36.00	0.00
6.00	72.73	600.00	4.36	36.00	0.00
7.00	86.47	600.00	5.19	36.00	0.00
8.00	100.82	600.00	6.05	36.00	0.00
9.00	115.89	600.00	6.95	36.00	0.00
10.00	131.78	600.00	7.91	36.00	0.00
11.00	148.65	600.00	8.92	36.00	0.00
12.00	166.71	600.00	10.00	36.00	0.00
13.00	186.23	600.00	11.17	36.00	0.00
14.00	207.66	600.00	12.46	36.00	0.00
15.00	231.66	600.00	13.90	36.00	0.00
16.00	259.47	600.00	15.57	36.00	0.00
17.00	293.77	600.00	17.63	36.00	0.00
18.00	343.84	600.00	20.63	36.00	0.00
19.00	482.94	600.00	28.98	36.00	0.00
20.00	533.01	600.00	31.98	36.00	0.00
21.00	567.32	600.00	34.04	36.00	0.00
22.00	595.13	600.00	35.71	36.00	0.00
23.00	619.13	600.00	37.15	36.00	1.15
24.00	640.55	600.00	38.43	36.00	3.58
25.00	660.08	600.00	39.60	36.00	7.19
26.00	678.13	600.00	40.69	36.00	11.87
27.00	695.00	600.00	41.70	36.00	17.57
28.00	710.90	600.00	42.65	36.00	24.23
29.00	725.96	600.00	43.56	36.00	31.79
30.00	740.32	600.00	44.42	36.00	40.20
31.00	754.05	600.00	45.24	36.00	49.45
32.00	767.24	600.00	46.03	36.00	59.48
33.00	779.95	600.00	46.80	36.00	70.28
34.00	792.22	600.00	47.53	36.00	81.81
35.00	804.09	600.00	48.25	36.00	94.06
36.00	815.60	600.00	48.94	36.00	106.99

37.00	826.79	600.00	49.61	36.00	120.60
38.00	815.60	600.00	48.94	36.00	133.54
39.00	804.09	600.00	48.25	36.00	145.78
40.00	792.22	600.00	47.53	36.00	157.31
41.00	779.95	600.00	46.80	36.00	168.11
42.00	767.24	600.00	46.03	36.00	178.15
43.00	754.05	600.00	45.24	36.00	187.39
44.00	740.32	600.00	44.42	36.00	195.81
45.00	725.96	600.00	43.56	36.00	203.37
46.00	710.90	600.00	42.65	36.00	210.02
47.00	695.00	600.00	41.70	36.00	215.72
48.00	678.13	600.00	40.69	36.00	220.41
49.00	660.08	600.00	39.60	36.00	224.01
50.00	640.55	600.00	38.43	36.00	226.45
51.00	619.13	600.00	37.15	36.00	227.59
52.00	595.13	600.00	35.71	36.00	227.30
53.00	567.32	600.00	34.04	36.00	225.34
54.00	533.01	600.00	31.98	36.00	221.32
55.00	482.94	600.00	28.98	36.00	214.30
56.00	343.84	600.00	20.63	36.00	198.93
57.00	293.77	600.00	17.63	36.00	180.56
58.00	259.47	600.00	15.57	36.00	160.12
59.00	231.66	600.00	13.90	36.00	138.02
60.00	207.66	600.00	12.46	36.00	114.48
61.00	186.23	600.00	11.17	36.00	89.66
62.00	166.71	600.00	10.00	36.00	63.66
63.00	148.65	600.00	8.92	36.00	36.58
64.00	131.78	600.00	7.91	36.00	8.49
65.00	115.89	600.00	6.95	36.00	-20.56
66.00	100.82	600.00	6.05	36.00	0.00
67.00	86.47	600.00	5.19	36.00	0.00
68.00	72.73	600.00	4.36	36.00	0.00
69.00	59.54	600.00	3.57	36.00	0.00
70.00	46.84	600.00	2.81	36.00	0.00
71.00	34.57	600.00	2.07	36.00	0.00
72.00	22.70	600.00	1.36	36.00	0.00
73.00	11.18	600.00	0.67	36.00	0.00

Il massimo volume invasato è pari a circa 228 m^3.
Per tale motivo si realizza una vasca tramite moduli prefabbricati.
Ogni modulo ha un volume circa 50 m^3 ed è composta da un modulo prefabbricato in c.a. Tale modulo ha dimensioni pari a 1050 x 250 x 245 cm, con spessore delle pareti pari a 120 mm e spessore della soletta di copertura pari a 200 mm.

In totale vengono utilizzati 8 moduli prefabbricati interconnessi da fori DN500 per il collegamento delle vasche. Il volume complessivo netto è quindi circa 400 m^3, a questo, ai fini del calcolo del volume utile,

va rimosso il volume morto dovuto alla necessità di avere la girante delle pompe sommerse ed il volume eccedente il volume di massimo invaso.

Il livello minimo per l'aspirazione delle pompe è pari a 0,55 m (da scheda tecnica della pompa), il volume corrispondente di circa 100 m^3 è quindi da considerare come volume morto. Per contenere il volume massimo di 228 m^3, considerando la superficie della vasca, è necessario un'altezza utile di 1,29 m. Il livello massimo in vasca è quindi pari a 1,29 m + 0,55 m = 1,84 m. All'interno della vasca sarà quindi presente un ulteriore franco di circa 40 cm.

Una volta dimensionato il volume minimo della vasca sono state determinate le caratteristiche delle pompe per il sollevamento. Per poter sollevare la portata di 600 l/s viene utilizzato un impianto dotato di tre pompe in parallelo + 1 pompa di riserva.
Per poter dimensionare la pompa si è prima definito il dislivello geodetico dato dal dislivello tra il punto di minimo, dato dal fondo della vasca, ed il punto di massimo che è il livello di sbocco della tubazione di scarico del sollevamento.
Il fondo della vasca è posizionato a circa 2.83 m, il fondo del canale è a circa 5,00 m, per cui il sollevamento rilancerà ad una quota più elevata e pari a 6,20 m (circa 50 cm al di sotto del ciglio della sponda del canale).
Successivamente per ogni tratto sono state definite le perdite localizzate dovute a valvole, curve e raccordi pari a

$$H_{V,A} = \sum \zeta_i * \frac{v_i^{\,2}}{2g}$$

Dove ξ è il coefficiente di resistenza dei singoli componenti
e le perdite distribuite dovuto all'attrito nelle tubazioni tramite la formula di Hazen Williams

$$\Delta = JL = \frac{10.675\ Q^{1.852}}{C^{1.852}\ D^{4.8704}}\ L$$

Di seguito si riportano le perdite di carico individuate per il sollevamento

TRATTO 1 (Q=200 l/s) - POMPA => COLLETTORE	
ACCIAIO DN250	*Materiale e diametro nominale*
3.52	*Lunghezza del tratto [m]*
120	*Coefficiente di scabrezza (H-W)*
3.76	*Velocita del fluido [m/s]*

TRATTO 2 (Q=600 l/s) - COLLETTORE	
ACCIAIO DN600	*Materiale e diametro nominale*
14	*Lunghezza del tratto [m]*
120	*Coefficiente di scabrezza (H-W)*
2.20	*Velocita del fluido [m/s]*

0.20	[m]	TRATTO 1	*Perdite di carico distribuite*
1.30	[m]	TRATTO 1	1 x *Perdite imbocco pompa + piede di accoppiamento [m]*
0.11	[m]	TRATTO 1	1 x *Curva 90° Superficie liscia*
0.57	[m]	TRATTO 1	1 x *Valvola di ritegno a palla*
0.04	[m]	TRATTO 1	1 x *Confluenza mediante raccordo a "T" - 90°*
0.25	[m]	TRATTO 1	1 x *Saracinesca a corpo piatto*
0.27	[m]	TRATTO 2	1 x *A spigolo vivo*
0.04	[m]	TRATTO 2	1 x *Curva 45° Superficie liscia*
0.24	[m]	TRATTO 2	1 x *Allargamento di sezione brusco*
3.13	**[m]**	**TOTALE**	***Totale perdite di carico (distribuite + localizzate)***
5.50	**[m]**	**TOTALE**	***Prevalenza (perdite di carico totali + altezza geodetica)***

Come si osserva la prevalenza delle pompe da utilizzare è pari a 5,50 m.

Sulla base della coppia portate-prevalenze sono state scelte le tipologie di pompe adatte, di cui si riportano caratteristiche e curve.

Configurazione

Motore
15KW

Installazione
P - Installazione semipermanete sommersa

Diametro girante
322 mm

Diametro mandata
250 mm

Informazioni pompa

Diametro girante
322 mm

Diametro mandata
250 mm

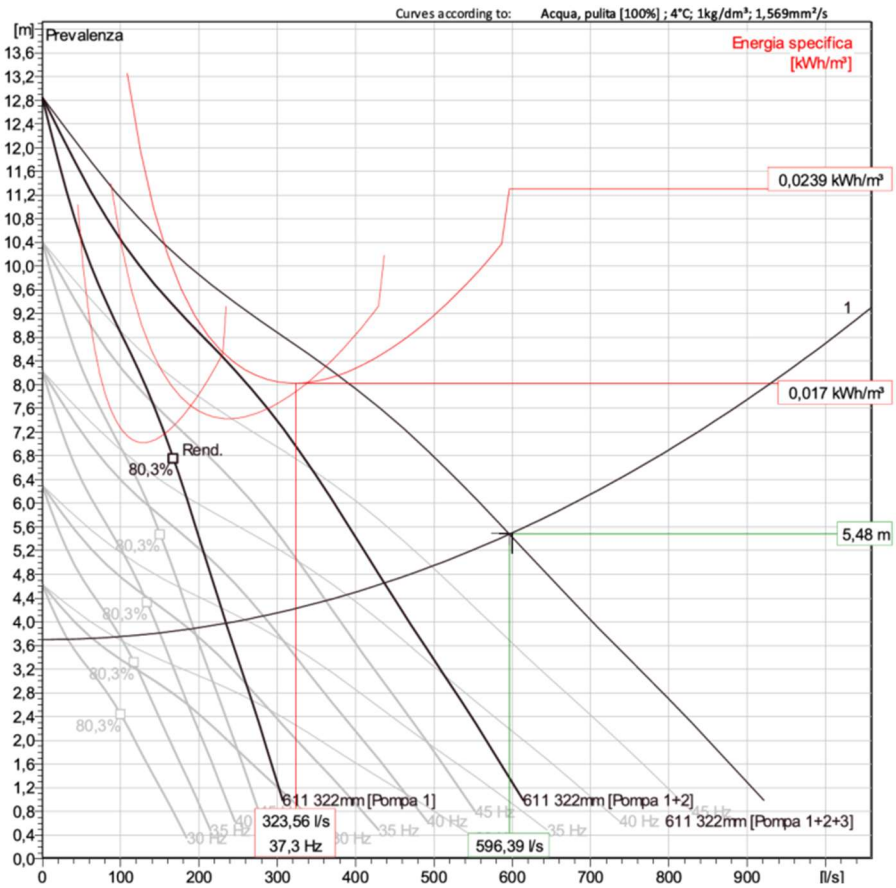
Diametro di ingresso
250 mm

Velocità di operazione massima
965 1/min

Numero di lame
2

Materiale

Girante
Ghisa grigia


Curves according to: Acqua, pulita [100%] ; 4°C; 1kg/dm³; 1,569mm²/s
[m]
Prevalenza
Energia specifica [kWh/m³]
0,0239 kWh/m³
0,017 kWh/m³
1
5,48 m
Rend.
80,3%
611 322mm [Pompa 1]
323,56 l/s
37,3 Hz
611 322mm [Pompa 1+2]
596,39 l/s
611 322mm [Pompa 1+2+3]
[l/s]

12. VERIFICA PER LA CONDIZIONE DI SOLLEVAMENTO DELLA VASCHE

La vasca di accumulo per la raccolta delle acque meteoriche ha dimensioni 2.50x10.50xh2.45m ed è posata su una platea di fondazione in c.a. di spessore 30cm, che misura in pianta 11.50m per 3.50m. La vasca viene posata direttamente sulla platea con l'interposizione di uno strato di allettamento, non viene realizzato un collegamento con la platea di fondazione. Sopra la vasca è previsto un ricoprimento di terreno dello spessore di 1.00m.
Tenendo conto del massimo innalzamento stagionale, la posizione della falda si colloca 2.50m sotto il piano campagna.

Il piano campagna è alla quota 9.15m slm, per quanto detto sopra si ipotizza che la falda sia alla quota 6.65m slm e la quota di intradosso della vasca è alla 5.35m slm.

Il coefficiente di sicurezza risulta di 1.88, il calcolo è riportato di seguito.

La posizione della falda che realizzerebbe l'uguaglianza tra le azioni stabilizzanti dei pesi propri e la sotto spinta idraulica è posizionata a meno 1.35m (7.80m slm) dal piano campagna, ovvero 1.15m al di sopra della falda considerata cautelativamente in progetto.

Per quanto riguarda la capacità portante della fondazione le pressioni massime sul terreno (condizione di vasca piena) risultano sui 65kPa allo SLE e sui 90kPa allo SLU, tali valori sono modesti e risultano compatibili con i terreni in sito con sufficiente margine di sicurezza.

VA_01	Vasca di accumulo								
Azioni stabilizzanti									
	Categoria	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Volume	Peso	E stb, k	γ_fav	E stb, d
Platea di fondazione	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Strato di allettamento	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta inf. vasca	G1	2.50	10.50	0.12	3.15	25	79	0.9	71
Pareti vasca	G1	26.00	2.13	0.11	6.09	25	152	0.9	137
Cordolo perimetrale	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta sup. vasca	G1	2.50	10.50	0.20	5.25	25	131	0.9	118
Terreno su platea	-	-	-	-	0.00	-	0	0.8	0
Ricoprimento terreno	G2	2.50	10.50	1.00	26.25	18	473	0.8	378
							azioni stabilizzanti		**704 kN**
Azioni instabilizzanti									
	Quota [m]	L1 [m]	L2 [m]	Area	h_falda	Peso	E instb, k	γ_sfav	E instb, d
Piano campagna	9.15	2.50	10.50	26.25	1.30	10	341	1.1	375
Posizione falda	6.65						**azioni instabilizzanti**		**375 kN**
Intradosso vasca	5.35								
Verifica sollevamento	E stb, d / E instb, d		1.88						

12.1. Vasca di prima pioggia 2.45x8.70xh2.70m

La vasca di prima pioggia prevista in progetto ha dimensioni 2.45x8.70xh2.70m ed è posata su una platea di fondazione in c.a. di spessore 30cm, che misura in pianta 3.05m per 9.30m.
La vasca viene posata direttamente sulla platea con l'interposizione di uno strato di allettamento, non viene realizzato un collegamento con la platea di fondazione. Sopra la vasca è previsto un ricoprimento di terreno dello spessore di 1.80m.
Tenendo conto del massimo innalzamento stagionale, la posizione della falda si colloca 2.00m sotto il piano campagna.

Il piano campagna è alla quota 7.45m slm, per quanto detto sopra si ipotizza che la falda sia alla quota 5.45m slm e la quota di intradosso della vasca è alla 3.00m slm.

Il coefficiente di sicurezza risulta di 1.44, il calcolo è riportato di seguito.

VA_02	**Vasca di prima pioggia**								
Azioni stabilizzanti									
	Categoria	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Volume	Peso	E stb, k	γ_fav	E stb, d
Platea di fondazione	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Strato di allettamento	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta inf. vasca	G1	2.45	8.70	0.15	3.20	25	80	0.9	72
Pareti vasca	G1	21.90	2.35	0.12	6.18	25	154	0.9	139
Cordolo perimetrale	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta sup. vasca	G1	2.45	8.70	0.20	4.26	25	107	0.9	96
Terreno su platea	-	-	-	-	0.00	-	0	0.8	0
Ricoprimento terreno	G2	2.45	8.70	1.80	38.37	18	691	0.8	552
							azioni stabilizzanti		**859 kN**
Azioni instabilizzanti									
	Quota [m]	L1 [m]	L2 [m]	Area	h_falda	Peso	E instb, k	γ_sfav	E instb, d
Piano campagna	7.45	2.45	8.70	21.32	2.45	10	522	1.1	574
Posizione falda	5.45						**azioni instabilizzanti**		**574 kN**
Intradosso vasca	3.00								
Verifica sollevamento	E stb, d / E instb, d		1.50						

12.2. Vasca di sollevamento 2.50x10.50xh2.45m

La vasca di sollevamento finale prevista in progetto è realizzata accostando 8 elementi prefabbricati, ciascuno di dimensioni 2.50x10.50xh2.45m; questi vengono posati su una platea di fondazione in c.a. di spessore 30cm, che misura in pianta 11.10m per 22.30m.
La vasca viene posata direttamente sulla platea con l'interposizione di uno strato di allettamento, non viene realizzato un collegamento con la platea di fondazione. Sopra la vasca è previsto un ricoprimento di terreno dello spessore di 0.80m.
Tenendo conto del massimo innalzamento stagionale, la posizione della falda si colloca 2.50m sotto il piano campagna.

Il piano campagna è alla quota 7.30m slm, per quanto detto sopra si ipotizza che la falda sia alla quota 4.80m slm e la quota di intradosso della vasca è alla 3.70m slm.

Il coefficiente di sicurezza risulta di 2.06, il calcolo è riportato di seguito.

VA_03 **Vasca di sollevamento**

Azioni stabilizzanti

	Categoria	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Volume	Peso	E stb, k	γ_fav	E stb, d
Platea di fondazione	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Strato di allettamento	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta inf. vasca	G1	2.50	10.50	0.12	3.15	25	79	0.9	71
Pareti vasca	G1	26.00	2.30	0.12	7.18	25	179	0.9	161
Cordolo perimetrale	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta sup. vasca	G1	2.50	10.50	0.20	5.25	25	131	0.9	118
Terreno su platea	-	-	-	-	0.00	18	0	0.8	0
Ricoprimento terreno	G2	2.50	10.50	0.80	21.00	18	378	0.8	302
							azioni stabilizzanti		**653 kN**

Azioni instabilizzanti

	Quota [m]	L1 [m]	L2 [m]	Area	h_falda	Peso	E instb, k	γ_sfav	E instb, d
Piano campagna	7.30	2.50	10.50	26.25	1.10	10	289	1.1	318
Posizione falda	4.80						**azioni instabilizzanti**		**318 kN**
Intradosso platea	3.70								

Verifica sollevamento	E stb, d / E instb, d	2.06

.

VA_01	**Vasca di accumulo**								
Azioni stabilizzanti									
	Categoria	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Volume	Peso	E stb, k	γ_fav	E stb, d
Platea di fondazione	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Strato di allettamento	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta inf. vasca	G1	2.50	10.50	0.12	3.15	25	79	0.9	71
Pareti vasca	G1	26.00	2.13	0.11	6.09	25	152	0.9	137
Cordolo perimetrale	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta sup. vasca	G1	2.50	10.50	0.20	5.25	25	131	0.9	118
Terreno su platea	-	-	-	-	0.00	-	0	0.8	0
Ricoprimento terreno	G2	2.50	10.50	1.00	26.25	18	473	0.8	378
							azioni stabilizzanti		**704 kN**
Azioni instabilizzanti									
	Quota [m]	L1 [m]	L2 [m]	Area	h_falda	Peso	E instb, k	γ_sfav	E instb, d
Piano campagna	9.15	2.50	10.50	26.25	1.30	10	341	1.1	375
Posizione falda	6.65						**azioni instabilizzanti**		**375 kN**
Intradosso vasca	5.35								
Verifica sollevamento	E stb, d / E instb, d		1.88						

12.3. Vasca di prima pioggia 2.45x8.70xh2.70m

La vasca di prima pioggia prevista in progetto ha dimensioni 2.45x8.70xh2.70m ed è posata su una platea di fondazione in c.a. di spessore 30cm, che misura in pianta 3.05m per 9.30m.

La vasca viene posata direttamente sulla platea con l'interposizione di uno strato di allettamento, non viene realizzato un collegamento con la platea di fondazione. Sopra la vasca è previsto un ricoprimento di terreno dello spessore di 1.80m.

Tenendo conto del massimo innalzamento stagionale, la posizione della falda si colloca 2.00m sotto il piano campagna.

Il piano campagna è alla quota 7.45m slm, per quanto detto sopra si ipotizza che la falda sia alla quota 5.45m slm e la quota di intradosso della vasca è alla 3.00m slm.

Il coefficiente di sicurezza risulta di 1.44, il calcolo è riportato di seguito.

VA_02 Vasca di prima pioggia

Azioni stabilizzanti

	Categoria	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Volume	Peso	E stb, k	γ_fav	E stb, d
Platea di fondazione	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Strato di allettamento	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta inf. vasca	G1	2.45	8.70	0.15	3.20	25	80	0.9	72
Pareti vasca	G1	21.90	2.35	0.12	6.18	25	154	0.9	139
Cordolo perimetrale	-	-	-	-	0.00	-	0	-	0
Soletta sup. vasca	G1	2.45	8.70	0.20	4.26	25	107	0.9	96
Terreno su platea	-	-	-	-	0.00	-	0	0.8	0
Ricoprimento terreno	G2	2.45	8.70	1.80	38.37	18	691	0.8	552
							azioni stabilizzanti		**859 kN**

Azioni instabilizzanti

	Quota [m]	L1 [m]	L2 [m]	Area	h_falda	Peso	E instb, k	γ_sfav	E instb, d
Piano campagna	7.45	2.45	8.70	21.32	2.45	10	522	1.1	574
							azioni instabilizzanti		**574 kN**
Posizione falda	5.45								
Intradosso vasca	3.00								

Verifica sollevamento	E stb, d / E instb, d	1.50

13. VERIFICA STRUTTURALE DELLE TUBAZIONI INTERRATE

Per la verifica strutturale delle tubazioni interrate in PEAD del sistema di raccoglimento delle acque meteoriche si è fatto riferimento al metodo di Spangler descritto sul libro *Fognature - Da Deppo, Datei - 2009*. Le tubazioni in PEAD rientrano nella categoria delle tubazioni flessibili, per tale caso verranno eseguite le seguenti verifiche: Verifica della deformazione del diametro della condotta (ovalizzazione) e verifica di stabilità dell'equilibrio elastico.

Si ritiene significativo analizzare le seguenti sezioni tipo:

- Tratto 1 tubo DN630 con ricoprimento minimo Rmin= 0.70m
- Tratto 1 tubo DN630 con ricoprimento massimo Rmax=0.87m
- Tratti 5 e 6 tubo DN1000 con ricoprimento minimo Rmin= 0.70m
- Tratti 5 e 6 tubo DN1000 con ricoprimento massimo Rmax=1.66m

Le tubazioni previste in progetto hanno un parametro di rigidezza anulare > 8kN/m^2 (classe SN8).

Per il tratto 2, che presenta un ricoprimento molto ridotto, con un minimo di 35cm, si prevede un tubo camicia in c.a. a protezione della condotta, per cui non è necessario eseguire la verifica strutturale della tubazione in queste sezioni.

Per il calcolo delle azioni dovute dai sovraccarichi da traffico è stato considerato un carico uniformemente distribuito di intensità 20kN/m^2 e l'impronta 40x40cm di una ruota singola con 100kN. L'impronta 40x40cm viene diffusa nell'altezza del ricoprimento con un angolo di 45°. Per la verifica del tubo viene considerato caso per caso il carico più gravoso.

Si nota che con poco ricoprimento la pressione esercitata dalla ruota singola è superiore a quella del carico uniforme, mentre per ricoprimenti elevati è più gravoso applicare indistintamente i 20kN/m^2.

Si considera un peso del terreno di ricoprimento di 20kN/m^3.

Le caratteristiche geometriche delle tubazioni sono riportate nella tabella seguente:

OD *DE*

NOMINAL DIAMETER OD *DIAMETRO NOMINALE DE*	MINIMUM INSIDE DIAMETER *DIAMETRO INTERNO MINIMO*	OUTSIDE DIAMETER *DIAMETRO ESTERNO*	MINIMUM WALL THICKNESS e_5 *SPESSORE MINIMO DI PARETE* e_5	MINIMUM WELDED THICKNESS e_4 *SPESSORE MINIMO DI SALDATURA* e_4
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
125 *	105	125 (-0.8/+0.4)	1.0	1.1
160	135	160 (-0.9/+0.5)	1.0	1.2
200	170	200 (-1.2/+0.6)	1.1	1.4
250	218	250 (-1.5/+0.8)	1.4	1.7
315	273	315 (-1.8/+1)	1.6	1.9
400	344	400 (-2.4/+1.2)	2.0	2.3
500	427	500 (-3/+1.5)	2.8	2.8
630	533	630 (-3.7/+1.9)	3.3	3.3
800	691	800 (-4.8/+2.4)	4.1	4.1
1000	855	1000 (-6/+3)	5.0	5.0
1200	1024	1200 (-7.2/+3.6)	5.0	5.0

Per il materiale della tubazione PEAD (polietilene ad alta densità) si sono assunte le seguenti proprietà:

- Peso specifico 950 kg/m^3
- Modulo elastico 800'000 kPa

Per il calcolo della deformazione del diametro orizzontale viene impiegata la seguente relazione:

$\Delta D = Q*K*F / (8SN + 0.061*ET)$ [m]
dove:

- Q è il carico totale agente sulla tubazione [kN/m]
- K è il coefficiente di sottofondo, vedi tabella sotto
- F è il coefficiente di deformazione differita
- SN è la rigidezza anulare della tubazione [kN/m^2]
- ET è il modulo elastico del terreno di rinfianco [kN/m^2]

La verifica di deformazione orizzontale è soddisfatta quando ΔD risulta minore di 0.05*DE

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

La verifica di stabilità dell'equilibrio elastico viene condotta confrontando la pressione massima dovuta alla risultante dei carichi applicati q_Ed con la pressione ammissibile, che viene determinata tramite la seguente relazione:

q_amm = 1 / FS * (32RW * B' * ET * EM * I / DN^3) ^0.5
dove:

- FS è il fattore di sicurezza, assunto pari a 2.5 in questo caso
- RW = 1 - 0.33*HF/HR è il fattore di spinta idrostatica, con HR altezza del ricoprimento e HF altezza della falda misurata da estradosso del tubo
- B' = 1 / (1 + 4 * exp(-0.213 * HR)) coefficiente empirico di supporto elastico
- ET è il modulo elastico del terreno di rinfianco
- EM è il modulo elastico del materiale
- J è il momento d'inerzia della sezione resistente della tubazione
- DN è il diametro nominale della tubazione, quello esterno in questo caso

La verifica di stabilità è soddisfatta tramite la seguente disuguaglianza:

q_Ed < q_amm

13.1. Verifica tubo DN630 (tratto 1) - Rmin

Verifica della deformazione di una tubazione in PEAD - metodo di Spangler

Tratto	**1**		
Sezione	**R_min**		
DE	**630**	mm	diametro esterno della tubazione
DI	**533**	mm	diametro interno della tubazione
SN	**8**	kN/m^2	parametro di rigidezza anulare della tubazione
EM	**800000**	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	**7000**	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
K	**0.103**	-	coefficiente di sottofondo
F	**2**	-	fattore di deformazione differita
GT	**20**	kN/m^3	peso specifico del terreno di ricoprimento
HR	**0.70**	m	altezza del ricoprimento
QR	14.00	kPa	pressione dovuta al ricoprimento
QR'	8.82	kN/m	carico a metro lineare del ricoprimento
GL	**10**	kN/m^3	peso specifico del fluido
AF	0.223	m^2	area interna della tubazione
QL'	2.23	kN/m	carico a metro lineare del fluido
HF	**0.00**	m	altezza della falda dalla generatrice superiore del tubo
QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
QF'	0.00	kN/m	carico a metro lineare sulla tubazione dovuto alla falda
CD	**20.00**	kPa	sovraccarico uniformemente distribuito
CD'	12.60	kN/m	carico a metro lineare dovuto al sovraccarico distribuito
L1	**0.40**	m	lato 1 dell'impronta della ruota
L2	**0.40**	m	lato 2 dell'impronta della ruota
D1	1.80	m	lato 1 con diffusione a 45° nel ricoprimento
D2	1.80	m	lato 2 con diffusione a 45° nel ricoprimento
AD	3.24	m^2	area con diffusione
CC	**100**	kN	carico della singola ruota
CC'	19.44	kN/m	carico a metro lineare dovuto alla singola ruota
ipotesi	**0**	-	0 = CD e CC presenti in alternativa 1 = CD e CC presenti in contemporanea
comb_C'	19.44	kN/m	valore del sovraccarico combinato
Q' + C'	30.50	kN/m	carico totale agente sulla tubazione a metro lineare
ΔD	**13**	mm	deformazione del diametro orizzontale della tubazione
ΔD/DE	**2.03%**	-	deformazione relativa

Verifica di stabilità dell'equilibrio di una tubazione in PEAD

QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
HF / HR	0	-	
RW	1	-	fattore di spinta idrostatica
RW * Q	14.00	kPa	pressione dovuta al reinterro
comb_C	30.86	kPa	pressione dovuta al sovraccarico
EM	800000	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	7000	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
FS	**2.5**	-	fattore di sicurezza
B'	0.225	-	coefficiente empirico di supporto elastico
I	**1.95E-06**	m^4	momento d'inerzia della sezione resistente (SN = EJ / Dm^3)
q_Ed	**44.86**	kPa	risultante delle pressioni agenti
q_amm	**224.32**	kPa	pressione di instabilità ammissibile

Per la sezione di verifica sul tratto 1 con tubazione DN630 e ricoprimento R= 0.70m la deformazione massima del diametro orizzontale in esercizio è di 13mm, che risulta inferiore al valore limite 0.05*DE = 31.5mm.

Per quanto riguarda la verifica di stabilità dell'equilibrio la pressione agente di 44.86kPa è inferiore alla pressione ammissibile di 224.32kPa.

13.2. Verifica tubo DN630 (tratto 1) - Rmax

Verifica della deformazione di una tubazione in PEAD - metodo di Spangler

Tratto	**1**		
Sezione	**R_max**		
DE	**630**	mm	diametro esterno della tubazione
DI	**533**	mm	diametro interno della tubazione
SN	**8**	kN/m^2	parametro di rigidezza anulare della tubazione
EM	**800000**	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	**7000**	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
K	**0.103**	-	coefficiente di sottofondo
F	**2**	-	fattore di deformazione differita
GT	**20**	kN/m^3	peso specifico del terreno di ricoprimento
HR	**0.87**	m	altezza del ricoprimento
QR	17.40	kPa	pressione dovuta al ricoprimento
QR'	10.96	kN/m	carico a metro lineare del ricoprimento
GL	**10**	kN/m^3	peso specifico del fluido
AF	0.223	m^2	area interna della tubazione
QL'	2.23	kN/m	carico a metro lineare del fluido
HF	**0.00**	m	altezza della falda dalla generatrice superiore del tubo
QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
QF'	0.00	kN/m	carico a metro lineare sulla tubazione dovuto alla falda
CD	**20.00**	kPa	sovraccarico uniformemente distribuito
CD'	12.60	kN/m	carico a metro lineare dovuto al sovraccarico distribuito
L1	**0.40**	m	lato 1 dell'impronta della ruota
L2	**0.40**	m	lato 2 dell'impronta della ruota
D1	2.14	m	lato 1 con diffusione a 45° nel ricoprimento
D2	2.14	m	lato 2 con diffusione a 45° nel ricoprimento
AD	4.58	m^2	area con diffusione
CC	**100**	kN	carico della singola ruota
CC'	13.76	kN/m	carico a metro lineare dovuto alla singola ruota
ipotesi	**0**	-	0 = CD e CC presenti in alternativa 1 = CD e CC presenti in contemporanea
comb_C'	13.76	kN/m	valore del sovraccarico combinato
Q' + C'	26.95	kN/m	carico totale agente sulla tubazione a metro lineare
ΔD	**11**	mm	deformazione del diametro orizzontale della tubazione
ΔD/DE	**1.79%**	-	deformazione relativa

Verifica di stabilità dell'equilibrio di una tubazione in PEAD

QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
HF / HR	0	-	
RW	1	-	fattore di spinta idrostatica
RW * Q	17.40	kPa	pressione dovuta al reinterro
comb_C	21.84	kPa	pressione dovuta al sovraccarico
EM	800000	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	7000	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
FS	**2.5**	-	fattore di sicurezza
B'	0.231	-	coefficiente empirico di supporto elastico
I	**1.95E-06**	m^4	momento d'inerzia della sezione resistente (SN = EJ / Dm^3)
q_Ed	**39.24**	kPa	risultante delle pressioni agenti
q_amm	**227.48**	kPa	pressione di instabilità ammissibile

Per la sezione di verifica sul tratto 1 con tubazione DN630 e ricoprimento R= 0.87m la deformazione massima del diametro orizzontale in esercizio è di 11mm, che risulta inferiore al valore limite 0.05*DE = 31.5mm.

Per quanto riguarda la verifica di stabilità dell’equilibrio la pressione agente di 39.24kPa è inferiore alla pressione ammissibile di 227.48kPa.

13.3. Verifica tubo DN1000 (tratti 5 e 6) - Rmin

Verifica della deformazione di una tubazione in PEAD - metodo di Spangler

Tratto	**5 & 6**		
Sezione	**R_min**		
DE	**1000**	mm	diametro esterno della tubazione
DI	**855**	mm	diametro interno della tubazione
SN	**8**	kN/m^2	parametro di rigidezza anulare della tubazione
EM	**800000**	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	**7000**	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
K	**0.103**	-	coefficiente di sottofondo
F	**2**	-	fattore di deformazione differita
GT	**20**	kN/m^3	peso specifico del terreno di ricoprimento
HR	**0.70**	m	altezza del ricoprimento
QR	14.00	kPa	pressione dovuta al ricoprimento
QR'	14.00	kN/m	carico a metro lineare del ricoprimento
GL	**10**	kN/m^3	peso specifico del fluido
AF	0.574	m^2	area interna della tubazione
QL'	5.74	kN/m	carico a metro lineare del fluido
HF	**0.00**	m	altezza della falda dalla generatrice superiore del tubo
QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
QF'	0.00	kN/m	carico a metro lineare sulla tubazione dovuto alla falda
CD	**20.00**	kPa	sovraccarico uniformemente distribuito
CD'	20.00	kN/m	carico a metro lineare dovuto al sovraccarico distribuito
L1	**0.40**	m	lato 1 dell'impronta della ruota
L2	**0.40**	m	lato 2 dell'impronta della ruota
D1	1.80	m	lato 1 con diffusione a 45° nel ricoprimento
D2	1.80	m	lato 2 con diffusione a 45° nel ricoprimento
AD	3.24	m^2	area con diffusione
CC	**100**	kN	carico della singola ruota
CC'	30.86	kN/m	carico a metro lineare dovuto alla singola ruota
ipotesi	**0**	-	0 = CD e CC presenti in alternativa 1 = CD e CC presenti in contemporanea
comb_C'	30.86	kN/m	valore del sovraccarico combinato
Q' + C'	50.61	kN/m	carico totale agente sulla tubazione a metro lineare
ΔD	**21**	mm	deformazione del diametro orizzontale della tubazione
ΔD/DE	**2.12%**	-	deformazione relativa

Verifica di stabilità dell'equilibrio di una tubazione in PEAD

QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
HF / HR	0	-	
RW	1	-	fattore di spinta idrostatica
RW * Q	14.00	kPa	pressione dovuta al reinterro
comb_C	30.86	kPa	pressione dovuta al sovraccarico
EM	800000	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	7000	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
FS	**2.5**	-	fattore di sicurezza
B'	0.225	-	coefficiente empirico di supporto elastico
I	**7.98E-06**	m^4	momento d'inerzia della sezione resistente (SN = EJ / Dm^3)
q_Ed	**44.86**	kPa	risultante delle pressioni agenti
q_amm	**226.84**	kPa	pressione di instabilità ammissibile

Per la sezione di verifica sui tratti 5 e 6 con tubazione DN1000 e ricoprimento R= 0.70m la deformazione massima del diametro orizzontale in esercizio è di 21mm, che risulta inferiore al valore limite 0.05*DE = 50mm.

Per quanto riguarda la verifica di stabilità dell'equilibrio la pressione agente di 44.86kPa è inferiore alla pressione ammissibile di 226.84kPa.

13.4. Verifica tubo DN1000 (tratti 5 e 6) - Rmax

Verifica della deformazione di una tubazione in PEAD - metodo di Spangler

Tratto	**5 & 6**		
Sezione	**R_max**		
DE	**1000**	mm	diametro esterno della tubazione
DI	**855**	mm	diametro interno della tubazione
SN	**8**	kN/m^2	parametro di rigidezza anulare della tubazione
EM	**800000**	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	**7000**	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
K	**0.103**	-	coefficiente di sottofondo
F	**2**	-	fattore di deformazione differita
GT	**20**	kN/m^3	peso specifico del terreno di ricoprimento
HR	**1.66**	m	altezza del ricoprimento
QR	33.20	kPa	pressione dovuta al ricoprimento
QR'	33.20	kN/m	carico a metro lineare del ricoprimento
GL	**10**	kN/m^3	peso specifico del fluido
AF	0.574	m^2	area interna della tubazione
QL'	5.74	kN/m	carico a metro lineare del fluido
HF	**0.00**	m	altezza della falda dalla generatrice superiore del tubo
QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
QF'	0.00	kN/m	carico a metro lineare sulla tubazione dovuto alla falda
CD	**20.00**	kPa	sovraccarico uniformemente distribuito
CD'	20.00	kN/m	carico a metro lineare dovuto al sovraccarico distribuito
L1	**0.40**	m	lato 1 dell'impronta della ruota
L2	**0.40**	m	lato 2 dell'impronta della ruota
D1	3.72	m	lato 1 con diffusione a 45° nel ricoprimento
D2	3.72	m	lato 2 con diffusione a 45° nel ricoprimento
AD	13.84	m^2	area con diffusione
CC	**100**	kN	carico della singola ruota
CC'	7.23	kN/m	carico a metro lineare dovuto alla singola ruota
ipotesi	**0**	-	0 = CD e CC presenti in alternativa 1 = CD e CC presenti in contemporanea
comb_C'	20.00	kN/m	valore del sovraccarico combinato
Q' + C'	58.94	kN/m	carico totale agente sulla tubazione a metro lineare
ΔD	**25**	mm	deformazione del diametro orizzontale della tubazione
ΔD/DE	**2.47%**	-	deformazione relativa

Verifica di stabilità dell'equilibrio di una tubazione in PEAD

QF	0.00	kPa	pressione esercitata dalla falda
HF / HR	0	-	
RW	1	-	fattore di spinta idrostatica
RW * Q	33.20	kPa	pressione dovuta al reinterro
comb_C	20.00	kPa	pressione dovuta al sovraccarico
EM	800000	kN/m^2	modulo elastico della materiale della tubazione
ET	7000	kN/m^2	modulo di elasticità del terreno di rinfianco
FS	**2.5**	-	fattore di sicurezza
B'	0.263	-	coefficiente empirico di supporto elastico
J	**7.98E-06**	m^4	momento d'inerzia della sezione resistente (SN = EJ / Dm^3)
q_Ed	**53.20**	kPa	risultante delle pressioni agenti
q_amm	**245.08**	kPa	pressione di instabilità ammissibile

Per la sezione di verifica sui tratti 5 e 6 con tubazione DN1000 e ricoprimento R= 1.66m la deformazione massima del diametro orizzontale in esercizio è di 25mm, che risulta inferiore al valore limite 0.05*DE = 50mm.

Per quanto riguarda la verifica di stabilità dell'equilibrio la pressione agente di 53.20kPa è inferiore alla pressione ammissibile di 245.08kPa.

ALLEGATO: TABELLE DATI PLUVIOMETRICI

Dati pluviometrici massimi orari per la stazione di Catanzaro (codice 1850)

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI					
Anno	Max 1h	Max 3h	Max 6h	Max 12h	Max 24h
1928	16.5	25.0	45.0	63.8	67.4
1929	55.7	66.2	69.8	69.8	70.0
1930	22.8	34.0	51.0	69.0	110.5
1931			77.0	108.8	
1932	41.2	43.2	76.2	79.5	134.6
1933	46.5	46.5	64.5	110.1	142.5
1934	39.0	67.4	70.0	89.0	110.1
1935	88.0	155.1	194.1	235.5	270.1
1936	18.0	34.0	49.5	82.0	108.6
1937	29.0	31.8	31.8	31.8	38.0
1938	33.0	60.0	66.2	67.0	67.0
1939	58.0	120.1	158.3	161.7	184.1
1940	35.0	60.0	67.8	73.8	81.6
1941	16.2	25.6	29.8	44.0	52.2
1942	25.0	35.0	52.0	69.6	103.1
1943	21.8	55.0	79.4	103.5	118.5
1944	18.0	21.8	31.0	36.4	38.6
1945	25.6	39.6	54.8	80.0	141.0
1946	13.0	24.0	43.0	72.0	127.1
1947	40.0	56.4	65.8	67.2	89.0
1948	55.0	72.0	75.0	81.0	91.8
1949	15.0	30.8	50.6	63.0	67.8
1950	26.4	47.0	60.4	71.6	118.1
1951	28.0	34.6	35.2	59.0	93.0
1952	27.6	36.0	47.8	48.2	48.2
1953	20.0	33.0	49.0	75.0	140.1
1954	17.6	30.2	41.6	51.2	69.8
1955	97.0	100.5	101.8	101.8	110.1
1956	19.0	24.0	28.0	47.0	74.2
1957	18.4	36.0	53.0	81.0	108.3
1958	22.6	47.2	60.0	90.0	110.1
1959	60.0	110.1	162.1	196.7	240.9
1960	19.6	27.0	28.4	46.6	54.4
1962	19.0	33.0	40.6	45.6	46.8
1963	22.0	40.2	68.2	81.2	82.4
1964	40.0	44.4	47.6	73.0	108.3
1965	45.6	54.8	55.8	55.8	70.8
1966	75.0	78.4	78.4	106.6	139.3

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI					
Anno	**Max 1h**	**Max 3h**	**Max 6h**	**Max 12h**	**Max 24h**
1967	22.8	26.0	34.8	44.4	67.8
1968	49.0	64.4	70.2	70.2	70.8
1969	62.7	81.3	84.0	89.0	89.4
1970	28.4	48.4	75.4	76.0	76.0
1971	30.0	55.4	62.4	74.4	74.4
1973	54.0	99.2	108.3	189.5	214.1
1974	61.8	109.8	116.5	116.5	123.5
1975	14.4	23.2	29.2	42.4	54.2
1976	37.6	64.6	88.2	139.3	149.9
1977	11.6	18.2	31.0	52.4	67.0
1978	56.0	82.4	91.8	118.6	145.9
1979	27.4	45.6	47.6	47.6	47.6
1980	22.4	42.8	67.0	93.6	106.3
1981	10.6	17.0	29.8	34.0	60.6
1982	35.6	45.2	45.6	52.4	63.2
1983	23.6	36.6	55.2	63.4	81.0
1984	53.4	76.6	103.3	118.6	127.8
1987	65.0		181.8	275.2	291.0
1988	23.8	36.8	51.8	84.0	144.2
1989	13.8	22.4	34.2	35.0	38.0
1990	27.2	57.2	97.0	154.3	158.7
1991	33.6	48.8	58.2	62.0	62.2
1992	35.2	36.4	36.4	36.4	36.4
1993	38.4	40.0	53.8	82.4	103.0
1994	33.6	42.6	66.0	101.4	171.6
1995	60.6	70.2	70.2	83.2	94.4
1996	33.2	47.0	58.2	60.0	99.6
1997	21.4	26.4	43.6	51.0	79.4
1998	17.6	29.8	42.2	49.6	69.8
1999	20.8	34.2	35.6	51.2	57.4
2000	29.4	29.4	35.6	46.8	79.6
2001	32.8	47.0	49.0	51.4	59.8
2002	38.4	68.4	78.4	78.4	86.6
2003	63.0	98.6	134.6	150.4	161.4
2004	51.4	55.6	55.8	57.6	67.4
2005	31.0	31.8	31.8	41.0	48.0
2006	32.0	41.2	41.2	41.2	54.4
2007	16.0	24.0	37.4	37.6	44.6
2008	45.5	89.6	95.6	95.8	100.6
2009	25.6	36.8	49.0	67.0	117.8
2010	28.0	59.6	59.8	71.8	82.4

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI					
Anno	**Max 1h**	**Max 3h**	**Max 6h**	**Max 12h**	**Max 24h**
2011	88.0	155.2	169.2	171.0	173.2
2012	22.8	30.6	49.6	72.4	117.2
2013	76.6	111.6	137.6	140.4	145.2
2014	24.6	40.6	41.6	67.0	111.6
2015	28.6	53.0	62.0	72.2	80.8
2016	37.2	54.2	61.6	81.0	82.4

Dati pluviometrici massimi sub-orari per la stazione di Catanzaro (codice 1850)

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI						
Anno	**Data**	**Max 15 min**	**Data**	**Max 20 min**	**Data**	**Max 30 min**
1988	23-08	11.0			24-10	16.4
1991	15-07	29.4	15-07	32.0	15-07	32.8
1992	04-10	24.0	04-10	27.2	04-10	31.8
1993	22-10	25.6	22-10	29.8	22-10	35.2
1994	21-10	17.2	21-10	20.8	21-10	25.2
1995	05-08	23.0	05-08	30.2	05-08	40.8
1996	04-10	16.6	04-10	21.0	19-08	24.0
1997	22-09	13.4	22-09	15.8	22-09	18.4
1998	25-05	8.0	25-05	9.4	25-05	12.2
1999	09-09	15.0	09-09	17.6	09-09	20.6
2000	10-08	23.0	10-08	26.0	10-08	28.6
2001	30-03	17.4	25-10	19.6	25-10	22.8
2002	19-08	24.4	19-08	28.6	19-08	33.4
2003	26-11	25.2	26-11	29.0	26-11	35.4
2004	13-11	20.8	13-11	27.6	13-11	35.2

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI							
Anno	**Max 5 min**	**Max 10 min**	**Max 15 min**	**Max 20 min**	**Max 25 min**	**Max 30 min**	**Max 45 min**
1959	9.0	14.0					
1960		15.0					
1961							
1962	14.4						
1963		8.8	9.0				
1964	5.2	22.0					
1965	11.8	12.8	37.6				
1966	12.8	14.8					
1967		11.2	16.0				
1968	17.0	10.0				18.5	36.0
1969		13.5		15.0		51.0	
1970	20.4		12.0	16.0			

SERIE DEI MASSIMI ANNUALI							
Anno	**Max 5 min**	**Max 10 min**	**Max 15 min**	**Max 20 min**	**Max 25 min**	**Max 30 min**	**Max 45 min**
1971	10.0	10.0	10.0				
1972			16.0				
1973	11.4	15.0	18.8	24.0	33.2	37.4	
1974	11.4	15.0	20.0	25.2	33.2	38.2	
1975					11.4	12.2	
1976	11.6	13.6	15.6	17.6	19.6	22.8	
1977	7.6		9.0	10.4	10.4	10.4	
1978	12.0	16.0	20.2	27.8	31.6	35.2	
1979	6.0	11.0	15.0	15.2	17.6	20.4	
1980	7.0	8.4	9.8	11.2	13.6	16.2	
1981	6.4	7.6	8.8	10.0	10.4	10.6	
1982	10.6	13.4	17.8	22.8	26.8	30.8	
1983	11.2	12.8	14.4	16.0	17.4	18.8	
1984	11.2	14.0	18.6	26.4	31.0	33.2	
1985							
1986							
1987							
1988	7.6		11.0			16.4	16.4